F.f414/c

BULETINUL ȘTIINȚIFIC ȘI TEHNIC
AL
INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA"
TIMIȘOARA

241

CONSTRUCȚII

Tomul 26 (40) Fascicola 1

IANUARIE–IUNIE
1981

Cititorii din străinătate se pot abona prin

ILEXIM,

Serv. Export-import presă – Press Department

str. 30 Decembrie nr. 3–5 – P.O.B. 136–137

Bucharest – Romania

BULETINUL ŞTIINŢIFIC ŞI TEHNIC
AL
INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA"
TIMIŞOARA

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1

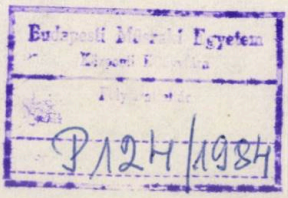
IANUARIE–IUNIE

1981

1989

COLEGIUL DE REDACȚIE

— Acad. prof. dr. doc. ing. IOAN ANTON
— Conf. dr. ing. GHEORGHE CREȚU
— Prof. em. dr. doc. ing. GHEORGHE SILAȘ — redactor șef
— Prof. em. ing. CONSTANTIN AVRAM, m.c. al Acad. R.S.R.
— Prof. dr. ing. DUMITRU BECHERESCU
— Prof. dr. ing. VASILE COCHECI
— Prof. dr. BORISLAV CRSTICI
— Prof. dr. ing. COLETA DE SABATA
— Prof. dr. ing. TOMA DORDEA
— Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ
— Prof. dr. ing. FRANCISC KOVACS
— Acad. prof. ing. DAN MATEESCU
— Prof. dr. ing. TIBERIU MUREȘAN
— Conf. dr. ing. IOAN NIȚA
— Prof. em. dr. ing. GHEORGHE SAVII
— Prof. dr. doc. ing. CONSTANTIN ȘORA
— Prof. dr. ing. LIVIU BRÎNDEU — secretar de colegiu



COMITETUL DE REDACȚIE

— Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ
— Prof. dr. ing. DUMITRU GUȚESCU
— Acad. prof. ing. DAN MATEESCU — redactor responsabil
— Prof. dr. ing. AFION MIHĂESCU — redactor responsabil adj.
— Prof. dr. ing. MIHAI BÂLĂ
— Conf. arh. HARALAMBIE COCHECI
— Prof. em. ing. VICTOR GHEORGHIU
— Prof. dr. ing. MARIN PĂUNESCU
— Prof. dr. doc. ing. IOAN FILIMON
— Prof. dr. ing. IOAN MUNTEANU — secretar de redacție

BULETINUL ŞTIINŢIFIC ŞI TEHNIC AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA" TIMIŞOARA

Tom 26 (40) Fasc. 1. Ianuarie-iunie 1981

SUMAR

Constantin Avram. Notă biografică 7

I. MECANICA CONSTRUCŢIILOR

C. Bob, C. Roşu, E. Jebeleanu — Abordarea matriceală a calculului în domeniul plastic al cadrelor din beton armat. 21
Gh. Creţu — Model numeric statistic pentru analiza bazinului unui rîu . . . 29
I. Deutsch, M. Izverceanu — Studiu teoretic privind calculul la starea limită de deschidere a fisurilor la elementele de beton armat de secţiune dublu Tsolicitate la compresiune excentrică oblică. 35
M. Ivan, D. Dubină, E. Dogariu — Consideraţii privind formularea metodei elementului finit pentru calculul structurilor supuse la acţiuni dinamice . . 45
R. Marinov — Utilizarea elementului finit pentru un model de simulare a cedării elementelor şi structurilor de beton 53
Gh. Momanu, I. Ioniţă, A. Crăciuraş — Calculul pînzelor subţiri sferice încărcate axial simetric 57
I. Munteanu — Pagini din istoria construcţiilor 63
I. Tertea, Gabriela Viorel — Comportarea la străpungere a plăcilor în zone de margine a planşeelor dală 69

II. MATERIALE DE CONSTRUCŢII

M.P.C. Păcurariu, T. Ciomocoş, V. Varga — Cercetări experimentale ale fenomenului de reopexie 83

III. CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE

C. Avram, O. Mîrşu, I. Radoslav — Consolidarea clădirii liceului „N. Bălcescu" din Craiova, avariată la cutremurul din 4 martie 1977 87
D. M. Anastasescu — Interacţiunea cadre spaţiale de beton armat fundaţii-teren 99
D. Dumitrescu, R. Agent — Spre o înnoire corelată a prescripţiilor tehnice de proiectare antiseismică a construcţiilor de beton armat 103
I. Filimon, I. Deutsch, C. Jiva, A. Irhaşiu, M. Izverceanu — Consideraţii privind influenţa ductilităţii asupra răspunsului seismic al structurilor de hale industriale 109
I. Filimon, I. Deutsch, A. Irhaşiu — Procedee de verificare şi dimensionare pentru stîlpii de beton armat de secţiune dublu T comprimaţi excentric, utilizînd abace de calcul 119
A. Mihăescu, R. Friedrich, A. Toma, V. Stoian, C. Furdui, C. Roşu, M. Moldt, S. Ianca, M. Izverceanu, I. Borş, V. Florea — Încercarea elementelor spaţiale prefabricate tip I.C.I.M. Braşov 127
A. Mihăescu, D. Tudor, I. Buchman, C. Furdui, Gh. Ciuhandu, V. Stoian — — Unele contribuţii privind comportarea diafragmelor din beton armat monolit 137

IV. CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE, ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

M. Bâlă, T. Nicoară, A. Wehry — Studiul hidraulic pe model a două captări pe rîul Bega pentru sistemul de irigații Șag-Topolovăț 149

I. David, P. Boeriu, Gh. Lazăr — Studiul prin modelare analogică a efectelor ecranelor de etanșare și a drenajelor asupra infiltrațiilor în zona ecluzelor Agigea și Cernavodă 153

V. Gheorghiu, A. Wehry, T. E. Man — Aspecte tehnico-economice la realizarea filtrelor pentru drenajul terenurilor agricole 161

BULETIN SCIENTIFIQUE ET TEHNIQUE DE L'INSTITUT POLITEHNIQUE „TRAIAN VUIA" TIMIŞOARA

Tom 26 (40) Fasc. 1. Janvier-Juin 1981

SÉRIE CONSTRUCTIONS

I. MECANIQUE DES STRUCTURES

C. Bob, C. Roşu, E. Jebeleanu — Matrix aproach of plastic design of reinforced concrete structure 21
Gh. Creţu — Statistic design model for a river basin analysis 29
I. Deutsch, M. Izverceanu — Etude théorique an sujet du calcul à l'état limite d'ouverture des fissurre, aux éléments an beton armé, de section double T, solicités au compression excentrique oblique 35
M. Ivan, D. Dubină, E. Dogariu — La méthode des elements finis pour le calcul des structures 45
R. Marinov — Simulation model of the failure of reinforced concrete members and structures by finite elements 53
Gh. Momanu, I. Ioniţă, A. Crăciunaş — Calcul des coques spheriques chargées axisymetriquement 57
I. Munteanu — La mécanique des structures : realisations et perspectives . . 63
I. Tertea, Gabriela Viorel — Durchstossverhalten von Platten im Randbereich der Plattendecken 69

II. MATERIAUX DES CONSTRUCTIONS

M.P.C. Păcurariu, T. Ciomocoş, V. Varga — Experimental research of the reopexy phenomenon concerning concrete owing to ultrasound 83

III. CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

C. Avram, O. Mirşu, I. Radoslav — Befestigung des vom Erdbeben von 4 März 1977 beschädigten Gebäudes des Lyzeums „N. Bălcescu" — Craiova — Romänien 87
D.M. Anastasescu — Reinforced concrete frames-foundations soil interaction 99
D. Dumitrescu, R. Agent — For a correlated Improvement of the Roumanian Prescriptions for Antiseismic design of reinforced Concrete Constructions . . 103
I. Filimon, I. Deutsch, C. Jiva, A. Irhaşiu, M. Izverceanu — Considerations concerning ductility influence of concrete columns over seismic activity of structures 109
I. Filimon, I. Deutsch, A. Irhaşiu — Verfahren für prüfen der Stahlbetonmäste mit Derechnungsdiagrammen 119
A. Mihăescu, R. Friedrich, A. Toma, V. Stoian, C. Furdui, C. Roşu, M. Moldt, S. Ianca, M. Izverceanu, I. Borş, V. Florea — L'essai des élements spatiaux préfabriqués tip I.C.I.M. — Braşov 127
A. Mihăescu, D. Tudor, I. Buchman, C. Furdui, Gh. Ciuhandu, V. Stoian — — Contributions to the behaviour of the reinforced concrete shear walls . . 137

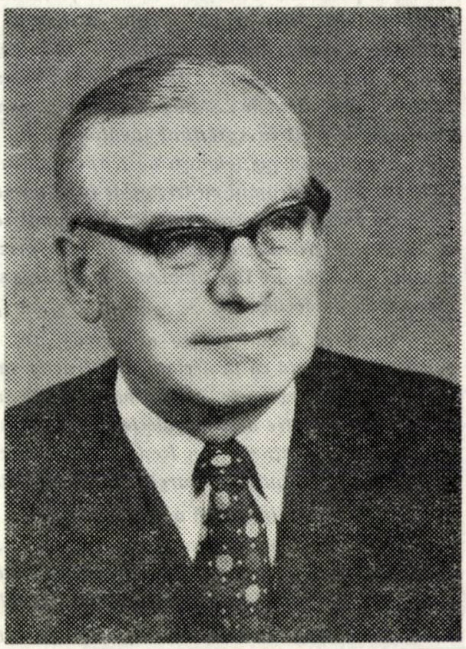
IV. CONSTRUCTIONS HYDROTECHNIQOEET AMELIORATIONS

M. Bâlă, T. Nicoară, A. Wehry — The hydraulic studies of the Bega river for the Irrigation Svstem 149

I. David, P. Boeriu, Gh. Lazăr — L'étude for modelation analogique des effets des ecrans d'étanchement et des drainages sur les infiltrations dans la zone des écluses d'Agigea et de Cernavodă 153

V. Gheorghiu, A. Wehry, T.E. Man. — Technical economic aspects of malcing filters for agricultural field drainage 161

BME KÖZPONTI KÖNYVTÁRA
F
7474/2
FOLYÓIRAT OSZTÁLY



Prof. emerit *Constantin Avram*
M.C. al Academiei R.S.R.

În luna februarie 1981, Consiliul Profesoral al Facultății de Construcții a sărbătorit în ședința festivă împlinirea a 70 de ani de viață și activitate a profesorului emerit Constantin Avram, membru corespondent al Academiei R.S.R. Festivitatea s-a desfășurat în prezența unui număr mare de ingineri, cadre de conducere din cercetare, proiectare și execuție din industria de construcții, foști studenți ai profesorului C. Avram, cadre didactice din Institutul Politehnic „Traian Vuia" Timișoara și din alte institute de învățământ din țară, doctoranzi și studenți.

Festivitatea a constituit un prilej de exprimare a sentimentelor de mîndrie a facultății pentru faptul de a fi avut profesor o asemenea personalitate a școlii și vieții științifice românești. S-a subliniat cu această ocazie măestria didactică a sărbătoritului, căreia i s-a dăruit ca profesor, activitatea deosebită ca inginer și cercetător, care l-a adus pe primul loc în rîndurile specialiștilor din domeniul betonului armat la noi în țară, cunoscut și pe plan mondial, a scos în evidență calitățile domniei sale ca om conducător, rector al Institutului Politehnic Timișoara, îndrumător a numeroase serii de studenți și doctoranzi.

Cîteva date din viața și activitatea profesorului emerit C. Avram vor scoate mai bine în evidență munca și rezultatele acestei munci.

S-a născut la 19 februarie 1911 în comuna Ițești, jud. Bacău dintr-o familie de țărani, tatăl fiind în același timp acar la C.F.R. A urmat studiile medii la Bacău (1923—1930), apoi Școala Pregătitoare de ofițeri de geniu din București (1930—1932), pe care a absolvit-o ca șef de promoție, calificativ în urma căruia a primit o bursă pentru a urma cursurile la „Ecole Militaire et d'Application du Génie" din Verssailles (1933—1935).

Reîntors în țară ca ofițer de geniu la Ministerul Forțelor Armate, a urmat în paralel cursurile Facultății de Construcții de la Școala Politehnică din București obținînd în 1940, ca șef de promoție, diploma de inginer constructor cu mențiunea „Cu distincție".

După obținerea diplomei a fost reținut în învățămînt ca asistent la disciplina Beton armat, desfășurînd o prestigioasă și neîntreruptă activitate didactică la Fac. de Construcții a Institutului politehnic București între 1 oct. 1940 — 15 februarie 1948, și apoi ca profesor la Fac. de Construcții, Institutul politehnic Timișoara de la 15 februarie 1948 pînă în prezent, fiind în permanență titularul disciplinei de „Beton armat" și șef al catedrei de Beton armat și clădiri. Obligat fiind de lipsa de cadre didactice, a mai predat în anii 1948— 1949 cursurile de „Statica construcțiilor" și „Poduri de beton armat", între anii 1949— 1952 cursul de „Rezistența materialelor și teoria elasticității", iar între anii 1960— 1963 cursul de „Statica și Dinamica construcțiilor" la Fac. de construcții Timișoara. Cu toată abnegația a venit în sprijinul învățămîntului superior, ajutînd tînăra facultate nou înființată în cadrul Institutului politehnic Cluj-Napoca, prin predarea cursului de „Beton armat" între anii 1954— — 1959, făcînd drumul cu trenul de la Timișoara la Cluj.

Cu începere din anul 1952 este numit conducător de doctoranzi, activitate căreia i s-a dăruit cu toată priceperea și dragostea, avînd în prezent un număr de 25 de titluri de doctor (din care 3 străini) acordate sub îndrumarea domniei sale și încă 15 doctoranzi pe care îi îndrumă pentru elaborarea tezei de doctorat.

În afară de activitatea didactică, prof. emerit C. Avram are și o activitate tehnică foarte bogată desfășurată ca proiectant, constructor sau consilier tehnic în multe institute de proiectare sau întreprinderi de execuție. A întocmit un mare număr de proiecte, în special de beton armat, a executat o mare parte dintre aceste proiecte pentru construcții civile, industriale și hidrotehnice, a participa la reconstrucția uzinelor din Reșița, la construcția Complexului hidroenergetic de la Văliug, la construcția Combinatului siderurgic Hunedoara etc.

Activitatea științifică a prof. emerit C. Avram este legată de înființarea laboratorului de beton armat de la Fac. de Construcții din Timișoara și de creerea școlii de cercetare în domeniul betonului. Ea a fost concretizată prin 25 de manuale, tratate și cursuri, peste 100 de lucrări științifice publicate și 25 de doctori ingineri care și-au obținut titlul de doctor avîndu-l conducător științific.

Dintre domeniile mai semnificative pe care s-au creeat linii de cercetare și s-au susținut lucrări de doctorat se pot cita :

- *grinzi continue cu moment de inerție variabil ;*
- *fisurarea și ruperea elementelor de beton armat și beton precomprimat ;*
- *betonul simplu și betonul slab armat, materiale prezentate la sesiunile plenare CEB (Comite Euro-International du Béton) ;*
- *îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului prin tehnologia revibrării ;*
- *acoperișuri lamelare cu simplă și dublă curbură ;*
- *structuri compuse oțel-beton ;*
- *betoane cu armare dispersă și betoane polimerizate ;*
- *calculul plastic al structurilor din beton armat ;*
- *structuri în cadre-diafragme ;*
- *interacțiunea suprastructură-fundație-teren.*

Rezultatele obținute în activitatea de cercetare au fost folosite pentru îmbunătățirea normelor de calcul al elementelor de construcții din beton, beton armat și beton precomprimat, STAS 8000-73, STAS 10102-75 și STAS 10107/0-76, cum și revizuirea acestor standarde, începută în 1979, acțiuni pentru care Prof. C. Avram a fost întotdeauna promotor și coordonator al lor.

De asemenea rezultatele obținute în munca de cercetare au constituit baza a numeroase tratate și manuale cu un pronunțat caracter de noutate și originalitate dintre care amintim : „Grinzi continue" (în mai multe ediții), „Manual pentru calculul construcțiilor", Rezistențele și deformațiile betonului" (tradus în l. engleză), „Structuri spațiale" (tradus în l. engleză), „Structuri compuse oțel-beton" „Noi tipuri de betoane speciale", precum și numeroase ediții ale cursului de beton armat.

Ca urmare a activității depuse a fost ales membru în diferite asociații științifice naționale și internaționale și anume :

— CNIT — Consiliul național al inginerilor și tehnicienilor.

— RILEM — Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (Paris, 1960).

— FIP — Fédération Internationale de la Précontrainte (London, 1966).

— CEB — Comité Euro-International du Béton (Paris, 1968) ; membru al consiliului de administrație CEB (1971—1977).

— AIPC — Association Internationale des Ponts et Charpentes (Zürich, 1967).

— Commission Mixte AIPC — CEB — CECM — FIP „Constructions mixtes acier — béton (Paris, 1971).

— Council on Tall Buildings and Urban Habitat (Bethlehem — U.S.A., 1971).

— AFB — Association Française du béton (Paris, 1972).

Din anul 1963 este Membru Corespondent al Academiei R.S.R. și din anul 1970 membru al Consiliului Național pentru Știință și Tehnologie — CNST.

Din anul 1962 este membru al Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor — CNIT și președinte al Comisiei de Betoane CNIT, care organizează anual conferințe naționale de betoane cu participare internațională.

Activitatea științifică și didactică a fost în permanență dublată și de o bogată activitate social-politică, obștească și administrativă.

În perioada 1963—1971 a fost rector al Institutului politehnic „Traian Vuia" din Timișoara.

Ca urmare a acestor activități a primit 7 distincții românești, între care Ordinul Muncii, Ordinul Meritul Științific și titlul de Profesor emerit. În anul 1980 a primit medalia de argint FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte — London), pentru activitatea sa în domeniul betonului precomprimat.

Are biografia publicată în „Who's Who in the World" (Chicago — U.S.A., din 1971/1972) și în „Dictionary of International Biography" (Cambridge — England, din 1973).

Prof. dr. doc. *Ioan Filimon*

Professor Emeritus *CONSTANTIN AVRAM*

Correspondent member of the Academy of the Romanian Socialist Republic.

In February 1981 the board of governors of the Civil Engineering Faculty celebrated the 70th birthday of Professor Emeritus Constantin Avram, correspondent member of the Academy of Romanian Socialist Republic, with the participation of numerous engineers, researchers, designers, students, members of the teaching staff of the Polytechnic Institute „Traian Vuia" of Timişoara, and of other technical universities, post graduate students, etc.

It was as a tribute of praise to their professor and colleague, to his achievements in teaching that his students, collaborators, researchers did express their gratitude and pride appreciating this prominent personality of the Romanian scientific school.

He deserves particular praise for all his accomplishments in the scientific field and for his ethics : the perpetual search in all fields he tackles, the constant care for order that characterizes his activity.

We salute this perceptive leader as engineer of worldwide reputation, outstanding expert in reinforced concrete, scholar, concerned citizen, friend.

Profeıssor Constantin Avram was born on February 19th 1911, at Iteşti, district of Bacău, into a peasant family, his father working also as a pointsman at the Romanian railways. He went to school to Bacău (1923) and graduated highschool in 1930. Between 1930—32 he attended sapper officer school Bucharest. Upon graduation he was awarded a prize scholarship enabling him to attend „École Militaire et d'Application du Génie" in Versailles, France (1933—1935).

Back in his country he worked as sapper officer in the army, meanwhile attending lectures at the Faculty of Civil Engineering of the Polytechnic of Bucharest. He graduated with high honours in 1940. Between October 1940 and February 1948 he was assistant professor of Reinforced Concrete at the Polytechnic of Bucharest, where he revealed himself as a most active promoter of teaching and research activities. Since February 1948 he has been professor of Reinforced Concrete and head of the chair of Reinforced Concrete and Building Mechanics at the Polytechnic Institute of Timişoara, Faculty of Civil Engineering. In addition, he delivered lectures on „Statics" and „Reinforced concrete bridges" (1948—49). He also taught „Strength of Materials and Theory of Elasticity" from 1949—— 1952 and between 1960—1963 he lectured on „Structural statics and dynamics".

Between 1954—1959 he assumed the obligation of teaching „Reinforced concrete" at the Polytechnic of Cluj-Napoca, taking upon himself the hardships of commuting between Timişoara and Cluj thus largely contributing to the development of this newly created technical school.

In 1952 he was appointed supervisor of doctorate candidates and has ever since devoted himself to guiding and organizing the activity of 25 applicants, three of them from abroad. Another 15 post-graduated students preparing their doctoral dissertations are working under his careful and responsible supervision.

During all this period of time Professer C. Avram took a prominent part in design, based on the most up-to-date concepts, as well as in construction, while his responsibilities as technical adviser in design institutes and constructions enterprises are well known. He has drawn up and executed a large number of designs in reinforced concrete for civil, industrial and hydrotechnical constructions. He has contributed to the reconstruction of the great Steel Mill of Reşiţa and to the erection of the dam and power plant of Văliug and of the Steel Mill of Hunedoara as well.

Professor emeritus C. Avram has organized and controlled a vast program of theoretical and experimental research including also the construction of a laboratory of reinforced concrete, which has allowed an improvement of a wide range of tests concerning reinforced concrete. He has also initiated what might be called the Romanian school of concrete research. He is the author of 25 manuals, treaties and courses and of more than 100 theoretical and experimental studies published in numerous Romanian and foreign journals.

Research activities and doctoral theses of his postgraduate students are concerned with :

— continuous beams with variable moment of inertia ;

— cracking and failure of reinforced and prestressed concrete members ;

— plain concrete and slightly reinforced concrete reports presented in working sessions CEB (Comité Euro-International du Béton) ;

— improvement of physical-mechanical characteristics of concrete through revibration ;

— lamellar roofs of simple and double curvature ;

— composite structures ;

— fiber reinforced concrete and polymer impregnated ;

— plastic analysis of reinforced concrete structures ;

— frame-diaphragm structures ;

— interaction between superstructure-foundation-foundation ground.

The results obtained in his research activity have been used for the improvement of Romanian Technical Specifications used in the calculation of concrete, reinforced concrete and prestressed concrete structures STAS 8000-73, STAS 10102-75 and STAS 10107/0-76. His responsibilities with technical specifications included revision of these specifications (1979) as well as the promoting and coordination of all technical activities.

In addition, the results of his research activity have been intended to serve as a basis for numerous manuals, treaties, original through conception, among which : „Continuous beams" (serveral editions), „Manual of structural analysis", „Strenght and strain of concrete" (translated into English), „Space structures" (translated into English), „Composite structures", „New types of special concrete", as well as numerous issues of his course of lectures on reinforced concrete.

Due to his experience acquired in the field of research, design and erection of reinforced concrete structures professor Avram has been elected member of several important Technical Committees, national and international, as well :

— CNIT — National Council of Engineers ;

— RILEM — Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (Paris, 1960) ;

— FIP — Fédération Internationale de la Précontrainte (London, 1966) ;

— CEB — Comité Euro-International du Béton (Paris, 1968) ;
Member of the CEB council (1971—1977) ;

— AIPC — Association Internationale des Ponts et Charpentes (Zürich, 1967) ;

— Commission Mixte AIPC — CECM — FIP „Constructions mixtes acier-béton" (Paris, 1971) ;

— Council on Tall Buildings and Urban Habitat (Bethlem, U.S.A., 1971) ;

— AFB — Association Française du Béton (Paris, 1972).

Since 1963 Prof. Avram has been Correspondent Member of the Academy of Romanian Socialist Republic. In 1970 he became member of the National Council on Science and Technology CNST. Since 1962 he has been member of the National Council of Engineers and chairman of the Committee on Concrete, CNIT, organizing annual national conferences on concrete, with international participation.

Between 1963—1971 Prof. C. Avram was rector of the Politechnic Institute „Traian Vuia" of Timişoara.

During his long and outstanding career he has been awarded medals, honours, decorations such as „Labour prize", „Science prize", „Professor Emeritus". In 1980 he was awarded the silver medal FIP for his research activity in the field of prestressed concrete.

His entry appears in „Who's who in the World" Chicago-USA and in the „Dictionary of International Biography". (Cambridge—England).

We hope that now when professor Avram has come to the age where most people retire, he will continue to pursue his activities supporting new ideas, new orientations, providing an admirable example for the young generations.

Prof. Dr. docent *IOAN FILIMON*

LUCRĂRI PUBLICATE

Prof. emerit ing. *CONSTANTIN AVRAM*

Membru corespondent al Academiei R.S.R.

A) CURSURI, MANUALE, TRATATE

1. *Avram C.*, Calculul unui pod de beton armat, Lito Politehnica din București, 1939, 52 pag.
2. *Avram C.*, Grinzi continue cu moment de inerție variabil – Teorie și tabele de calcul, București, Tipografia Geniului, 1946, 287 pag.
3. *Avram C.*, La généralisation de la méthode Cross pour le calcul des structures hyperstatiques, Timișoara, Tipografia Hălmăgeanu, 1949, 92 pag.
4. *Avram C.*, Curs de beton armat — Partea I : Tehnologie și execuție, Lito Centrul Studențesc Timișoara, 1949, 170 pag.
5. *Avram C.*, Grinzi continue cu moment de inerție constant, București, Editura de Stat, 1949, 264 pag.
6. *Avram C.*, Curs de beton armat — Partea II : Proiectarea și dimensionarea secțiunilor, Lito Centrul Studențesc Timișoara, 1950, 310 pag.
7. *Avram C.*, Betonul armat — Proiectarea și dimensionarea secțiunilor, București, Editura Tehnică, 1952, 392 pag.
8. *Avram C.*, Curs de beton armat — Partea II : Calculul și alcătuirea elementelor de construcții, Litografia Învățământului Timișoara, 1955, 772 pag.
9. *Avram C.*, Generalizarea metodei Cross pentru calculul sistemelor static nedeterminate (traducere din l. franceză de F. Gobesz), Litografia Învățământului Timișoara, 1956, 144 pag.
10. *Avram C.*, Curs de beton armat — Partea I : Betonul, armătura, betonul armat, Litografia Învățământului Timișoara, 1957, 261 pag.
11. *Avram C.*, Grinzi continue — Tabele de calcul, București, Editura Tehnică, 1959, 312 pag.
12. *Avram C.*, *Caracostea A.*, *Mihăilescu M.*, *Niță G.*, *Soare M.*, *Stănculescu I.*, *Steopoe A.*, Manual pentru calculul construcțiilor, București, Editura Tehnică, 1959, 1964 pag.
13. *Avram C.*, *Filimon I.*, Curs de beton armat — Partea III : Elemente de construcții din beton slab armat în construcții masive, București, Ed. de Stat Did. și Ped., 1962, 115 pag.
14. *Avram C.*, Grinzi continue — Tabele de calcul, Ediția II, București, Editura Tehnică, 1965, 296 pag.
15. *Avram C.*, *Munteanu I.*, Dinamica construcțiilor, Lito Institutul Politehnic Timișoara, 1965, 105 pag.
16. *Avram C.*, Curs de beton armat (Introducere, cap. VIII+IX), Lito Institutul Politehnic Timișoara, 1971, 85 pag.
17. *Avram C.*, *Făcăoaru I.*, *Filimon I.*, *Mirșu O.*, *Tertea I.*, Rezistențele și deformațiile betonului, București, Editura Tehnică, 1971, 436 pag.
18. *Avram C.*, Aplicarea principiilor de calcul probabilistic și semiprobabilistic la proiectarea elementelor de construcții din beton, beton armat și beton precomprimat, Curs postuniversitar „Construcții speciale de beton armat", Lito Institutul Politehnic Timișoara, 1972, 53 pag.
19. *Avram C.*, *Bota V.*, Structuri compuse oțel-beton și beton precomprimat — beton armat, București, Editura Tehnică, 1975, 359 pag.
20. *Avram C.*, *Filimon I.*, Curs de beton armat — Vol. I+II, Lito Institutul Politehnic Timișoara, 1976, 471 pag.
21. *Avram C.*, *Anastasescu D.*, Structuri spațiale, București, Editura Academiei R.S.R., 1978, 317 pag.

22. *Avram C., Deutsch I., Pop Al., Weisz — Birnholz A.*, Proiectarea economică a elementelor de construcţii din beton armat, Timişoara, Editura Facla, 1979, 389 pag.
23. *Avram C., Bob C.*, Noi tipuri de betoane speciale, Bucureşti, Editura Tehnică, 1980, 336 pag.
24. *Avram C., Făcăoaru I., Filimon I., Mirşu O., Tertea I.*, Concrete Strengths and Strains, Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing Company, 1981, 551 pag.
25. *Avram C.*, Grinzi continue — Tabele de calcul, Ediţia III, Bucureşti, Editura Tehnică 1981, 367 pag.

B) ARTICOLE

1. *Avram C.*, Antena postului de radioemisie Tîncăbeşti, Bucureşti, Rev. Tehnică — Comunicaţii şi Lucrări Publice, Nr. 2, aprilie 1948.
2. *Avram C.*, La généralisation de la méthode Cross, Bull. de Sc. et Techn. de la Polytechnique de Timişoara, Tome 13 — Fasc. 2—3, 1948 ; Tome 14 — Fasc. 1, 1949.
3. *Avram C., Pescaru I.*, Calculul la apariţia fisurilor al elementelor de beton armat solicitate excentric, în conformitate cu STAS 1546-50, Bucureşti, Rev. Ind. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 6, 1955.
4. *Avram C.*, Problema încastrării parţiale pe teren elastic, Inst. Polit. Timişoara, Comunicări Ştiinţifice şi Tehnice — Vol. I, 1956.
5. *Avram C.*, Consolidarea fundaţiilor unei construcţii industriale, Inst. Polit. Timişoara, Comunicări Ştiinţifice şi Tehnice — Vol. II, 1956.
6. *Avram C., Grüner I.*, Acoperiş lamelar din elemente prefabricate de beton armat, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 1(15), Fasc. 1, 1956.
7. *Avram C., Pescaru I.*, Calculul elementelor de beton armat la apariţia fisurilor după metoda stărilor limită, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 1(15), Fasc. 2, 1956.
8. *Avram C., Grüner I.*, Acoperiş lamelar din elemente prefabricate de beton armat, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 10, 1956.
9. *Avram C., Pescaru I.*, Elemente mixte de planşeu din beton şi beton precomprimat, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 2(16), Fasc. 2, 1957.
10. *Avram C.*, Consolidarea unei uscătorii de ţigle, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 4, 1959.
11. *Avram C.*, Grinzi continue — Linii de influenţă pentru cuplul mobil $M=1$, Inst. Polit. Cluj, Lucrări ştiinţifice, 1959.
Poutres continues — Lignes d'influence pour le couple mobile $M=1$, Bucureşti, Rev. de Méc. Appl. — Académie R.P.R., Tome VII, No 3, 1962.
12. *Avram C.*, Contribuţii la construcţia de locuinţe în oraşul Timişoara, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr. Nr. 10, 1959.
13. *Avram C., Stoian C., Negru A.*, Determinarea rezistenţelor mecanice ale betonului pe probe cilindrice, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom. 5(19), Fasc. 1—2, 1960.
14. *Avram C., Pescaru I.*, Stîlpi pentru linii aeriene din beton precomprimat, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 5(19), Fasc. 1—2, 1960.
15. *Avram C., Grüner I., Seleş L., Căileanu L.*, Acoperişuri lamelare din elemente prefabricate de beton armat, Bucureşti, Bul. INCERC — ISCAS, Nr. 3, 1961.
16. *Avram C., Filimon I.*, Proiectarea elementelor de construcţii din beton slab armat, Bul. Şt. — Inst. de Construcţii Bucureşti, Nr. 8, 1961.
17. *Avram C., Filimon I.*, Influenţa dimensiunilor probelor şi a calităţii betonului asupra plasticizării parţiale a zonei întinse la elementele încovoiate din beton simplu, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 7(21), Fasc. 2, 1962.
18. *Avram C., Filimon I.*, Elemente de beton simplu supuse la compresiune excentrică, Bul. Acad. R.P.R. — Baza Timişoara, Ştiinţe Tehnice, Nr. 3—4, 1962.
19. *Avram C., Filimon I., Friedrich R.*, Calculul reţelelor de grinzi din beton armat în stadiul plastic, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 8(22), Fasc. 1, 1963.
20. *Avram C., Voina N., Păunescu M., Mihăescu A., Gruia A.*, Rezultate noi privind revibrarea betoanelor, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 8(22), Fasc. 1, 1963.
21. *Avram C., Mirşu O., Bob C.*, Încercări privind comportarea cadrelor portal de beton armat în stadiul plastic, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 8(22), Fasc. 2, 1963.
22. *Avram C., Păunescu M., Voina N.*, Necotorîe voprosî povtornogo vibrirovaniia betona, Moskva, Beton i Jelezobeton, Nr. 1, 1964.
23. *Avram C., Filimon I., Friedrich R.*, Studiul reţelelor de grinzi din beton armat în stadiul plastic, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 9(23), Fasc. 1, 1964.
24. *Avram C,. Mirşu O., Bob C.* Comportarea cadrelor portal din beton armat în domeniul plastic, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. din Timişoara, Tom 9(23). Fasc. 2, 1964.

25. *Avram C., Mirşu O., Bob C., Friedrich R.*, Influenţa compresiunii excentrice asupra comportării cadrelor portal din beton armat în stadiul plastic, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 10(24), Fasc. 1, 1965.
26. *Avram C., Voina N., Marinov R.*, Studiul întăririi pietrei de ciment vibrate şi revibrate cu ajutorul ultrasunetelor, Bucureşti, Acad. R.S.R. — Comisia de acustică, Metode ultrasonice de măsurare şi control — Vol. III, I.D.T., 1965.
27. *Avram C., Mihăescu A., Friedrich R.*, Studiul întăririi betoanelor vibrate şi revibrate cu ajutorul ultrasunetelor, Bucureşti, Acad. R.S.R. — Comisia de acustică, Metode ultrasonice de măsurare şi control — Vol. III, I.D.T., 1965.
28. *Avram C., Filimon I., Seleş L., Crişan R.*, Studii privind elementele de beton armat solicitate la torsiune, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 7, 1965.
29. *Avram C., Filimon I., Marinov R.*, Aspects concernant la plastification partielle des éléments fléchis en béton et microbéton, Bucureşti, Rev. Roum. des Sc. — Techn., Série de Méc. Appl., Tome 10, No. 5, 1965.
Aspecte privind plasticizarea parţială a elementelor încovoiate de beton şi microbeton, Bucureşti, Studii şi Cercetări de Mec. Apl., Tom 20, Nr. 6, 1965.
30. *Avram C., Filimon I.*, Aspecte practice privind calculul elementelor încovoiate de beton precomprimat la starea limită de apariţie a fisurilor, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 12, 1965.
31. *Avram C., Mirşu O., Bob C.*, Portiques doublement encastrés en béton armé dans le domaine plastique, XI Konferencja Naukowa Krynica (Polonia), Referaty — Vol. II, 1965.
32. *Avram C., Grüner I.*, Les toits lamellaires à simple et double courbure en éléments préfabriqués, London, International Conference on Space Structure — University of Surrey, sept. 1966 ; în volumul „Space Structures", Blackwell Scientific Publications Ltd., Oxford, 1967.
33. *Avram C., Deutsch I., Filimon I., Mihăescu A., Crişan R., Seleş L.*, Espacement et ouverture des fissures des éléments prismatiques en béton armé soumis à la torsion pure, Comité Européen du Béton, în volumul „Effort tranchant — Torsion" — Documentation préliminaire à la 11e session plénière, Bruxelles, oct. 1966, 66 pp.
34. *Avram C.*, Priklady poruch konstrukci ze zelezového betonu (Exemple cu privire la defectele construcţiilor de beton armat) — Problémy kvality staveb a princiny poruch na betonovych a zdenych konstrukcich, Vol. III, CSVTS, Brno, listopad 1966.
35. *Avram C., Filimon I., Seleş L., Crişan R.*, Elemente de beton simplu supuse la torsiune, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 5—6, 1966.
36. *Avram C., Deutsch I., Crişan R., Seleş L.*, Consideraţii asupra ruperii elementelor prismatice de beton armat, alcătuite cu bare longitudinale şi etrieri, solicitate la torsiune pură, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 9—10, 1966.
37. *Avram C., Mirşu O., Bob C.*, Portiques doublement encastrés en béton armé dans le domaine plastique, Bucureşti, Rev. Roum. de Sc. Techn. — Série de Méc. Appl., Tome 11, No 3, 1966.
Cadre dublu încastrate din beton armat în domeniul plastic, Bucureşti, Studii şi Cercetări de Mec. Apl. — Acad. R.S.R., Tom. 25, Nr. 3, 1967.
38. *Avram C., Voina N., Friedrich R.*, Untersuchung der Verfestigung von einfach und wiederholt gerüttelten Zementstein und Beton mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren, Leipzig, Wissenschaftliche Zeitschrift für Bauwesen, Heft 5, 1967.
39. *Avram C., Anastasescu D., Mirşu O., Munteanu I.*, Consideraţii asupra calculului diafragmelor — cadre din beton armat, Bucureşti, Rev. Constr. şi a Mat. de Constr., Nr. 1, 1967.
40. *Avram C., Voina N., Mirşu O.*, L'influence de la revibration sur les propriétés de la pâte de ciment durcie et des bétons, Paris, Rev. des Mat. de Constr. — Ciments et bétons, No 619, Avril 1967.
Influencia de la revibracion en las propriedates de la pasta de cemento y del concreto, Mexico, Revista IMCYC — Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 5, No. 27, 1967.
41. *Avram C., Filimon I., Marinov R.*, Essais concernant la plastification partielle des éléments fléchis en béton — Note I, Bucureşti, Rev. Roum. des Sciences Techniques — Série de Méc. Appl., Tome 12, No. 4, 1967.
Încercări privind plasticizarea parţială a elementelor încovoiate de beton — Nota I, Bucureşti, Studii şi Cercetări de Mec. Apl. — Acad. R.S.R., Tom 26, Nr. 6, 1967.
42. *Avram C., Marinov R.*, L'étude photo-élastique et analytique de la concentration des contraintes à l'extrémité de la fissure d'une poutre soumise à la flexion circulaire, Bucureşti, Rev. Roum. des Sciences Techniques — Série de Méc. Appl., Tome 12, No. 5, 1967.

Studiul fotoelastic și analitic al concentrării tensiunilor la capătul fisurii într-o grindă supusă la încovoiere pură, București, Studii și Cercetări de Mec. Apl. — Acad. R.S.R., Tom 26, Nr. 5, 1967.

43. *Avram C.*, Bétons de grande résistance obtenus par revibration, Compte-rendus du 5-ème Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte — FIP (Paris, 1966), Cement and Concrete Association, London, 1968.
44. *Avram C., Filimon I., Marinov R.*, Die Biegezugfestigkeit des Betons, Dresden, Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden, Heft 6, 1968.
45. *Avram C., Filimon I., Mihăescu A., Crișan R., Seleș L.*, Studiu teoretic și experimental privind fisurarea elementelor de beton armat solicitate la încovoiere cu torsiune — I, București, Bul. INCERC — Studii și Cercetări, Nr. 2, 1968.
46. *Avram C., Filimon I., Mihăescu A., Crișan R., Seleș L.*, Studiu teoretic și experimental privind fisurarea elementelor de beton armat solicitate la încovoiere cu torsiune — II, București, Bul. INCERC — Studii și Cercetări, Nr. 2, 1969.
47. *Avram C., Anastasescu D., Mirșu O., Munteanu I.*, Cercetări privind calculul și comportarea structurilor înalte realizate din cadre-diafragme din beton armat supuse la sarcini orizontale, București, Rev. Constr. și a Mat. de Constr. Nr. 5, 1969.
48. *Avram C., Anastasescu D., Mirșu O.* Etudes sur modèles concernant le comportement des cadres-refends en béton armé soumis aux charges horizontales, București, Colloque International RILEM, Thème I, Sept. 1969.
49. *Avram C., Grüner I., Anastasescu D.*, Etude d'une poutre maîtresse en béton précontraint pour la toiture d'une salle de sports. București, Colloque International RILEM. Thème II, Sept. 1969.
50. *Avram C., Anastasescu D., Mirșu O., Munteanu I.*, Recherches concernant le calcul et le comportement des structures de grande hauteur en cadres-refends, réalisés en béton armé et soumises à des charges horizontales, Zürich, A.I.P.C., Mémoires — Vol. 29, II, 1969.
51. *Avram C., Gobesz F.*, Beitrag zur Radiographie von Stahlbetonbauteilen, Leipzig, Tagungsbericht „Zerstörungsfreie Prüf-und Messtechnik für Beton und Stahlbeton", Hochschule für Bauwesen, 1969.
52. *Avram C., Voina N., Mirșu O., Mihăescu A., Renoth I., Deheleanu Gh., Nicoară L.*, Folosirea tehnologiei revibrării la executarea îmbrăcăminților rutiere din beton de ciment, București, Rev. Transporturilor, Nr. 11, 1969.
53. *Avram C., Filimon I., Cadar I., Pătcaș I.*, Aspecte privind fisurarea elementelor încovoiate din beton precomprimat, Bul. Șt. și Tehn. al Inst. Polit. Timișoara, Tom 14(28), Fasc. 2, 1969.
54. *Avram C., Bota V.*, Le calcul dans le domaine plastique des poutres mixtes acier précontraint-béton, Praha, VI-ème Congrès de la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) — Communications Techniques, Juin 1970.
55. *Avram C., Filimon I., Capatu C.*, Aspects concernant la fissuration des éléments en béton précontraint, Praha, VI-ème Congrès de la FIP — Communications Techniques, Juin 1970.
56. *Avram C., Marinov R.*, L'influence du degré de précontrainte et de l'elancement sur la capacité portante des poteaux en béton precontraint soumis à la compression centrée, Praha, VI-ème Congrès de la FIP — Communications Techniques, Juin 1970.
57. *Avram C., Anastasescu D., Mirșu O., Munteanu I.*, Untersuchungen zur Berechnung und zum Verhalten der aus Rahmen und Scheiben gebildeten Stahlbetontragwerke für Hochhäuser unter Horizontallast, Berlin, Beton und Stahlbetonbau, Heft 6—7, 1970.
58. *Avram C., Mihăescu A.*, Espacement et ouverture des fissures des éléments prismatiques en béton armé soumis à la compression excentrée, Politecnico di Milano, Costruzioni in Cemento Armato — Studi e Rendiconti, Vol. 7, 1970.
59. *Avram C., Filimon I., Mihăescu A., Crișan R., Porumb D., Seleș L.*, Studiu teoretic și experimental privind fisurarea elementelor de beton armat solicitate la încovoiere cu torsiune — III, București, Bul. INCERC — Studii și Cercetări, I, 1970.
60. *Avram C., Filimon I., Marinov R., Clipii T.*, Calculul elementelor de beton simplu și beton slab armat în construcții hidrotehnice, Cluj, CNIT — A III-a Conferință de Betoane, oct. 1970.
61. *Avram C., Mihăescu A., Crișan R.*, Considerații privind capacitatea portantă a elementelor de beton armat solicitate la încovoiere cu torsiune, Cluj, CNIT — A III-a Conferință de Betoane, oct. 1970.

62. *Avram C., Mirşu O., Bob C.*, Asupra ductilităţii şi energiei de deformaţie a elementelor de beton armat în vederea analizei neliniare a structurilor supuse la seisme, Cluj, CNIT — A III-a Conferinţă de Betoane, oct. 1970.
63. *Avram C., Filimon I., Toma A.*, Fisurarea elementelor de beton armat precomprimat solicitate la sarcini statice şi repetate, Cluj, CNIT — A III-a Conferinţă de Betoane, oct. 1970.
64. *Avram C.*, „ADDITIF relatif au béton faiblement armé et au béton non armé", présenté à la 14-ème session plénière du Comité Européen du Béton, pour compléter les „Recommandations internationales CEB-FIP pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton" de 1970 (10 pages + 2 tableaux), Copenhague, mai 1971.
65. *Avram C.*, „Béton non armé et béton faiblement armé — Rapport justificatif et explicatif à l'ADDITF" (57 pages), présenté à la 14-ème session plénière du CEB, Copenhague, mai 1971.
66. *Avram C., Mihăescu A., Renoth I., Pătcaş I., Iepureanu A.*, Aplicarea revibrării betonului la execuţia îmbrăcămînţilor rutiere, Bucureşti, Rev. Transporturilor, 4, 1971.
67. *Avram C., Mihăescu A., Crişan R.*, Rigiditatea în stadiul de exploatare a elementelor de beton armat solicitate la încovoiere cu torsiune, Bul. Şt. şi Tehn. al Inst. Polit. Timişoara, Tom 16 (30), Fasc. 1, 1971.
68. *Avram C., Mihăescu A., Crişan R.*, Consideraţii privind capacitatea portantă a elementelor din beton armat solicitate la încovoiere cu torsiune, Bucureşti, Bul. INCERC — Studii şi cercetări — Seria Beton armat, 29, 3, 1971.
69. *Avram C.*, Referitor la a doua ediţie (1970) a „Recomandărilor internaţionale pentru calculul şi execuţia construcţiilor din beton (CEB-FIP)", Bucureşti, Rev. Construcţii, Nr. 8, 1971.
70. *Avram C., Voina N., Mirşu O.*, Comportament à la revibration des composants minéralogiques des ciments Portland, Paris, Rev. des Mat. de Constr. — Ciments et Bétons, No. 666, 1971.
71. *Avram C.*, La résistance du béton à la traction par flexion, Politecnico di Milano, Costruzioni in cemento armato — Studi e rendiconti, Vol. 8, 1971.
72. *Avram C., Filimon I., Clipii T.*, Calculul capacităţii portante a elementelor de beton slab armat în construcţii masive, Bucureşti, Rev. Hidrotehnica, Nr. 9, 1971.
73. *Avram C., Bota V.*, Grinzi compuse oţel pretensionat-beton, Bucureşti, Rev. Construcţii, Nr. 2, 1972.
74. *Avram C.*, Béton faiblement armé, Bucureşti, Rev. Roum. Sci. Techn. — Méc. Appl., Tome 17, No. 3, 1972.
75. *Avram C., Filimon I.*, Calculul şi alcătuirea elementelor liniare de construcţii din beton simplu, Bucureşti, Rev. Hidrotehnica, Nr. 5 şi 7, 1972.
76. *Avram C., Anastasescu D.*, General Review of Standards for Concrete Buildings in East European Countries, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings — Joint Committee ASCE — IABSE, Lehig University, Bethlehem — U.S.A., Vol. III-20, August 21—26, 1972.
77. *Avram C., Anastasescu D., Mirşu O.*, Research Regarding the Interaction of Shear Walls and Frames, Discussion 14 — No. 14 — Technical Committee 21, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings — Joint Committee ASCE — — IABSE, Lehig University, Bethlehem — U.S.A., Vol. DS, August 21—26, 1972.
78. *Avram C.*, Aplicarea principiilor de calcul probabilistic şi semiprobabilistic la proiectarea elementelor de construcţii din beton, beton armat şi precomprimat. Elaborarea noilor prescripţii în R.S. Romînia şi corelarea lor cu recomandările internaţionale în acest domeniu — Referat de sinteză, CNIT, a V-a Conferinţă de Betoane „Siguranţa şi calitatea construcţiilor de beton armat", Vol. I — Referate, 26/28 oct. 1972.
79. *Avram C., Anastasescu D., Mirşu O.*, Interacţiunea între cadre metalice şi diafragme de beton armat la clădiri multietajate, CNIT, a V-a Conferinţă de Betoane „Siguranţa şi calitatea construcţiilor de beton armat", Timişoara, Vol. I — Referate, 26/28 oct. 1972.
80. *Avram C., Filimon I., Clipii T.*, Consideraţii asupra stărilor limită de formare şi deschidere a fisurilor la elementele liniare din beton slab armat, Bucureşti, Rev. Hidrotehnica, Nr. 2, 1973.
81. *Avram C., Grüner I., Deutsch I., Friedrich R., Rotaru G., Renoth I., Horvath F., Moldovan E., Borş I., Velcu G.*, Încercări asupra unor elemente spaţiale din beton armat şi asupra conlucrării lor cu monolitizările în structurile de rezistenţă, Bucureşti, Bul. de Inf. Tehn. BIT, Probleme generale de proiectare şi execuţie, 3, 1973.
82. *Avram C.*, Metode moderne pentru calculul construcţiilor de beton armat, Bucureşti, Progresele Ştiinţei — Acad. R.S.R., Nr. 6, 1973.

83. *Avram C., Bob C.*, Elementul finit toroidal pentru calculul containerelor de securitate din beton precomprimat ale centralelor nuclearo-electrice, Constanța, CNIT — M.C. Ind., a VI-a Conferință de Betoane — Betonul precomprimat, Vol. I — Referate, 11/13 oct. 1973.
84. *Avram C., Bob C.*, Considerații privind precomprimarea containerelor de securitate ale centralelor nuclearo-electrice, Constanța, CNIT — M.C. Ind., a VI-a Conferință de Betoane — Betonul precomprimat, Vol. I — Referate, 11/13 oct. 1973.
85. *Avram C., Bob C., Roșu M.*, Betonul de ciment polimerizat, București, Rev. Construcții, Nr. 10, 1973.
86. *Avram C.*, Mathématiques et mécanique des constructions, București, Rev. Roum. des Sci. Techn. — Série de Méc. Appl., Tome 19, No 3, 1974.
87. *Avram C., Bob C., Roșu M.*, Mortare impregnate, București, Rev. Materiale de Construcții, Nr. 4, 1974.
88. *Avram C.*, Calcul des structures en béton — Evolution des reglèments (Rapport aux „Journées d'étude francophones — Joint Committee ASCE — IABSE on Tall Buildings", Paris, 25/26 oct. 1973), Paris, Travaux, No. 470, mai 1974.
89. *Avram C., Anastasescu D.*, Quelques aspects structuraux et économiques dans l'élaboration des projets des immeubles multiétagés situés dans des régions sismiques et présentant des conditions difficiles de fondation — Timișoara (tradus și în l. română, engleză și rusă)), O.N.U. — Commission Economique pour l'Europe, „Seminaire sur la construction dans les régions sujettes à des séismes ou présentant des conditions de terrain difficiles", Bucarest, 14/18 oct. 1974, 26 pp.
90. *Avram C., Pop Al.*, Dimensionarea economică a betonului armat — Compresiune excentrică oblică, București, Rev. Construcții, Nr. 2, 1975.
91. *Buchman I., Bob C., Avram C.*, Betoane armate cu fibre de oțel, București, Rev. Materiale de Construcții, Nr. 4, 1975.
92. *Avram C., Grüner I., Friedrich R., Rotaru G., Stoian V.*, Rezistența și stabilitatea pereților subțiri nervurați încărcați vertical, București, Rev. Construcții, Nr. 6, 1975.
93. *Avram C., Bota V.*, Instrucțiuni tehnice pentru calculul și alcătuirea constructivă a elementelor compuse oțel-beton, P. 83—74, București, Buletinul Construcțiilor, Vol. 6, 1975.
94. *Avram C., Mîrșu O., Grüner I., Mihăescu A., Frunză R., Rotaru G., Stoian V., Tudor D.*, Efectul contracției împiedecate la clădiri etajate cu diafragme din beton armat, Iași, CNIT — Conferința a VII-a de Betoane — „Construcții înalte de beton armat", Vol. I, 14/16 oct. 1975.
95. *Avram C., Pop Al.*, Model matematic pentru alegerea soluției constructive optime, Iași, CNIT — Conferința a VII-a de Betoane — „Construcții înalte de beton armat", Vol. I, 14/16 oct. 1975.
96. *Avram C., Friedrich R.*, Grinzi-pereți din beton armat, pline și cu goluri, Iași, CNIT — Conferința a VII-a de Betoane — „Construcții înalte de beton armat", Vol. I, 14/16 oct. 1975.
97. *Avram C., Borș I., Grüner I., Mihăescu A., Friedrich R., Rotaru G., Frunză R., Stoian V., Moldt M., Ianca S., Izverceanu M.*, Clădiri multietajate din elemente spațiale prefabricate, Iași, CNIT — Conferința a VII-a de Betoane — „Construcții înalte de beton armat", Vol. II, 14/16 oct. 1975.
98. *Avram C.*, Enquête internationale sur le béton non armé (International Inquiry Regarding the Plain Concrete), Comite Européen du Béton — CEB, Rapport présenté à la 18-ème session plénière, Athènes, 3/12 mai 1976.
99. *Avram C., Filimon I., Bob C., Buchman I.*, Îndrumător pentru folosirea betonului armat cu fibre de oțel, București, Buletinul Construcțiilor, Vol. 3, 1977.
100. *Avram C., Filimon I., Deutsch I., Clipii T.*, Elemente liniare din beton slab armat, Sesiunea științifică a Inst. Politehnic Cluj-Napoca, Volumul „Structuri și elemente de construcții", 28/29 oct. 1978.
101. *Avram C., Friedrich R., Stoian V.*, Metode de discretizare în problema plană a teoriei elasticității, București, Acad. R.S.R. — Memoriile Secțiilor Științifice, Seria IV, Tomul II, 1979.
102. *Avram C., Filimon I., Deutsch I., Clipii T.*, Crack control and crack widths in low reinforced concrete, Politecnico di Milano, Studi e Ricerce, Vol. 1, 1979.
103. *Avram C., Filimon I., Deutsch I., Pop Al.*, Tendințe și principii în proiectarea economică a construcțiilor din beton armat, Hunedoara, CNIT — Simpozion „Structuri economice de construcții", Vol. I, 18/20 oct. 1979.
104. *Avram C., Filimon I., Deutsch I., Irhaș iu A.*, Optimizarea calculului și dimensionării armăturilor la elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică oblică, Hunedoara, CNIT — Simpozion „Structuri economice de construcții", Vol. I, 18/20 oct. 1979.

105. *Avram C.*, Perspectiva folosirii betonului armat în construcţii — Referat de sinteză, Hunedoara, CNIT — Simpozion „Structuri economice de construcţii", Vol. III, 18/20 oct. 1979.

106. *Avram C.*, Mathématiques et mécanique des structures, Paris, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique — CTICM, Volume hommagial D. Sfintesco, 1980.

107. *Avram C., Filimon I., Bob C., Buchman I.*, Instrucţiuni tehnice pentru folosirea betonului armat cu fibre de oţel — indicativ C. 201—80, Bucureşti, Biuletinul Construcţiilor, Vol. 8, 1980.

108. *Avram C., Bob C., Jebeleanu E., Koreck I.*, Influenţa unor noi aditivi asupra propietăţilor betonului, Bucureşti, Mat. de Constr., 4, 1980.

109. *Avram C., Filimon I., Deutsch I., Păiuş S.*, Aspects concernant la vérification par le calcul aux états-limite de fissuration des éléments linéaires en béton partiellement précontraint, FIP Symposia on partial prestressing and practical construction in prestressed an reinforced concrete, Proceedings — Part 1, Bucharest, 17—19th sept. 1980.

110. *Avram C., Bob C., Roşu M.*, Some Properties Impregnated Concrete, ICP/RILEM/IBK-International Symposium „Plastics in Material and Structural Engineering", Part 2, Prague, 23/25 June 1981.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

ABORDAREA MATRICEALĂ A CALCULULUI ÎN DOMENIUL PLASTIC AL CADRELOR DIN BETON ARMAT

DE

C. BOB, C. ROŞU, E. JEBELEANU.

1. Consideraţii teoretice

În lucrare se prezintă abordarea clasică şi matriceală a calculului în domeniul plastic al cadrelor din beton armat prin metoda ajustării rotirilor articulaţiilor plastice. Metoda elaborată de A.L.L. Baker [1], are la bază următorul principiu : la o structură static nedeterminată de beton armat care se transformă într-un sistem static determinat sub acţiunea unui număr de articulaţii plastice egal cu numărul nedeterminărilor statice ale structurii, soluţia momentelor plastice se obţine prin ajustarea rotirilor articulaţiilor plastice astfel încît, în final, toate aceste rotiri să fie mai mici sau cel mult egale cu capacităţile de rotire ale articulaţiilor plastice respective.

Calculul în domeniul plastic al unei structuri de beton armat, static nedeterminată, se aplică prin efectuarea următoarelor operaţii :

1. Se stabileşte gradul de nedeterminare statică şi se introduc articulaţii plastice într-un număr de secţiuni egal cu gradul de nedeterminare static, structura devenind static determinată.

2. La secţiunile cu articulaţii plastice se stabilesc mărimile momentelor încovoietoare plastice pe baza următoarelor recomandări, valabile pentru cadrele de beton armat încărcate cu forţe verticale şi orizontale [4] :

— în cîmpurile şi la capetele deschiderilor intermediare, momentele încovoietoare pe rigle, date de încărcările verticale, se iau egale cu jumătate din momentele încovoietoare de simplă rezemare pentru deschiderile respective ;

— în riglele şi stîlpii ce concură în primul şi ultimul nod de la fiecare nivel momentele de încastrare perfectă din încărcările verticale, se distribuie proporţional cu rigiditatea în jurul nodului respectiv ;

— în secţiunile de încastrare a stîlpilor marginali în fundaţii, momentele încovoietoare din încărcările verticale se iau egale cu jumătate din valoarea momentelor de la capetele superioare ale stîlpilor respectivi ;

— la reazemul intermediar al unei deschideri marginale momentul încovoietor produs de încărcările verticale se obţine din condiţia ca momentul încovoietor din mijlocul deschiderii respective să fie egal cu jumătate din momentul de simplă rezemare al acesteia ;

— încărcările verticale nu dau momente încovoietoare pe stîlpii intermediari

— încărcarea orizontală de la nivelul unui etaj se împarte între stîlpii respectivi în mod proporţional cu modulii de rigiditate iar momentele produse de aceste încărcări se determină în ipoteza că deformatele stîlpilor admit puncte de inflexiune la jumătatea lungimii acestora ;

– momentele încovoietoare de la capetele riglelor concurente într-un nod se obțin din condiția de echilibru a nodului din acțiunea momentelor provenite din stîlpii inferiori și superiori.

În afară de condițiile de mai sus se va ține seama la stabilirea momentelor plastice și de condițiile de alcătuire a riglelor și stîlpilor, cît și de o distribuție cît mai rațională a diagramei de momente încovoietoare.

3. Pe baza diagramei de momente stabilită în conformitate cu precizările de la punctul precedent, se vor dimensiona secțiunile critice ale structurii și se determină rigiditățile la încovoiere ale barelor pe baza teoriei betonului armat STAS 10.107/0-76 [5.] Modulii de rigiditate pentru elementele încovioate sînt :

$$(EI)=K=E_a A_a \beta h_0^2 \tag{1}$$

în care :

$$\beta=\zeta_2 (1-\xi_2) \tag{2}$$

unde : ξ_2 este înălțimea relativă a zonei comprimate de beton în stadiul II, iar $\zeta_2=z_2/h_0$ este brațul de pîrghie relativ în stadiul II.

Pentru elementele supuse la compresiune cu excentricitate mare se aplică tot relația (1), iar pentru elementele solicitate la compresiune cu excentricitate mică, modulul de rigiditate este stabilit ca o sumă a aportului betonului și armăturii.

Pentru secțiunile în care s-a propus că se formează articulații plastice se calculează capacitățile de rotire ale acestora cu una din formulele cunoscute din literatura de specialitate [1], [2], [4].

4. Se consideră articulațiile plastice ca și articulații obișnuite, în fiecare articulație acționînd perechea de momente plastice calculate, sensul de acțiune fiind opus sensului de rotire a articulațiilor. Rezultă că sistemul static determinat, rezultat prin introducerea celor n articulații în secțiunile critice este solicitat de încărcările care au condus la formarea articulațiilor plastice și de perechile de momente plastice care acționează în articulații. Aceste încărcări produc în fiecare articulație rotiri, cea a articulației i fiind dată de relația :

$$\theta_i=\theta_{ip}+\theta_{i1}M_{p1}+\theta_{i2}M_{p2}+\ldots+\theta_{in}M_{pn} \tag{3}$$

în care : θ_i este rotirea articulației plastice i ;
θ_{ip} – rotirea articulației i produsă de încărcările exterioare ;
θ_{ij} – rotirea articulației i produsă de perechea de momente unitare, care acționează în articulația j și au sensul momentelor $M_{p\cdot j}$.

Scrisă matriceal pentru întreaga structură, relația (3) devine :

$$\theta=D_p F_p+D_m M_p \tag{4}$$

în care :

$$\theta=[\theta_1,\ \theta_2,\ \ldots,\ \theta_n]^T \tag{5}$$

este matricea vector a rotirilor celor n articulații plastice ;

$$F_p=[P_1,\ P_2,\ \ldots\ P_n]^T \tag{6}$$

este matricea vector a încărcărilor exterioare, care rezultă din transformarea acestora în încărcări echivalente la nodurile structurii, fiind luate în considerare numai momentele încovoietoare care produc rotiri ;

$$M_p=[M_{p1},\ M_{p2},\ \ldots\ M_{pn}]^T \tag{7}$$

este matricea vector a momentelor plastice ;

$$D_m = \begin{bmatrix} \theta_{11}, \theta_{12}, \ldots\ldots \theta_{1n} \\ \theta_{21}, \theta_{22}, \ldots\ldots \theta_{2n} \\ \ldots\ldots\ldots\ldots \\ \theta_{n1}, \theta_{n2} \ldots\ldots \theta_{nn} \end{bmatrix} \tag{8}$$

este matricea rotirilor articulațiilor plastice produse de perechile de momente unitare. Matricea patrată D_m se poate calcula în funcție de matricea de flexibilitate a structurii D și de matricea B_x adică

$$D_m = B_x^T D B_x ;$$

$$D_p = \begin{bmatrix} \theta_{1p1}, \theta_{1p2}, \ldots\ldots \theta_{1pm} \\ \theta_{2p1}, \theta_{2p2}, \ldots\ldots \theta_{ipm} \\ \ldots\ldots\ldots\ldots \\ \theta_{np1}, \theta_{np2} \ldots\ldots \theta_{npm} \end{bmatrix} \tag{9}$$

este matricea rotirilor articulațiilor plastice produse de valorile unitare ale încărcărilor echivalente la noduri (momentele încovoietoare)

$$D_p = B_x^T D B_0$$

în care : B_0, B_x sînt matrice ale coeficienților de influență calculate pe sistemul de bază static determinat (vezi exemplul de calcul)

Rotirile θ_{ip}, produse de încărcările exterioare, au întotdeauna valori negative întrucît momentele plastice au mereu sensuri de acțiune opuse sensurilor de rotire ale articulațiilor plastice. Pe de altă parte rotirile θ_{ip} sînt mai mari decît suma rotirilor $\theta_{ij} M_{pj}$, rezultînd că însumările din relația (4) sînt negative și deci rotirile θ_i ale tuturor articulațiilor plastice sînt negative ; aceasta rezultă din condiția ca articulațiile plastice să funcționeze efectiv, adică valoarea absolută a rotirii produse în articulația i de încărcările exterioare să fie mai mare decît valoarea absolută a rotirii produse în această articulație de toate perechile de momente plastice.

5. Cu ajutorul relației (4) se calculează rotirile tuturor articulațiilor plastice care trebuie să rezulte negative dacă pozițiile articulațiilor și rotirile momentelor plastice au fost corect alese. Se verifică, apoi, valorile absolute ale rotirilor tuturor articulațiilor plastice care în cazul că sînt mai mici decît capacitățile de rotire ale articulațiilor respective, calculul este bun. Dacă rotirile uneia sau mai multor articulații plastice depășesc capacitatea de rotire a acestor articulații se procedează prin unul din următoarele procedee : mărirea cantității de armătură comprimată în zonele articulațiilor plastice care nu satisfac condiția de compatibilitate, mărirea înălțimii secțiunilor critice ale articulațiilor plastice respective, modificarea momentelor plastice admise la început pentru secțiunile critice ale structurii, fiind păstrate condițiile de echilibru și de plastificare.

Dacă prin calculele efectuate cu relația (4) una sau mai multe rotiri ale articulațiilor plastice rezultă pozitive se vor modifica valorile momentelor plastice admise inițial fiind respectate condițiile de echilibru și de plastificare.

2. Exemplu de calcul

Pentru a se clarifica mai bine procedeul de calcul expus mai sus se va calcula în stadiul plastic, prin metoda ajustării rotirilor articulațiilor plastice, cadrul de beton armat din fig. 1, a.

Cadrul are deschiderea de 8 m, înălțimea de 4 m și este acționat de o încărcare uniform distribuită pe riglă de 5 kN/m (5 tf/m) ; se presupune a fi alcătuit prin folosirea betonului greu obișnuit marcă B 200 și oțelului OB 37. Din predimensionarea cadrului s-au ales dimensiunile : $0{,}3 \times 0{,}5$ m pentru stîlpi și $0{,}3 \times 0{,}7$ m pentru riglă.

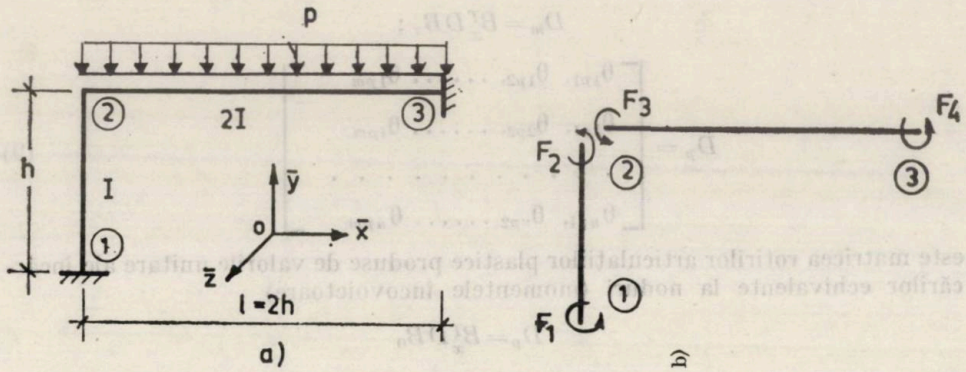


Fig. 1.

Pentru calculul cadrului prin metoda ajustării rotirilor plastice s-au introdus cele trei articulații plastice — două pe riglă și una pe stîlp (fig. 2, a) — și s-au stabilit valorile inițiale ale momentelor plastice și diagrama de momente (fig. 2, c). Stabilirea momentelor plastice s-a făcut în concordanță cu cele enunțate mai sus,

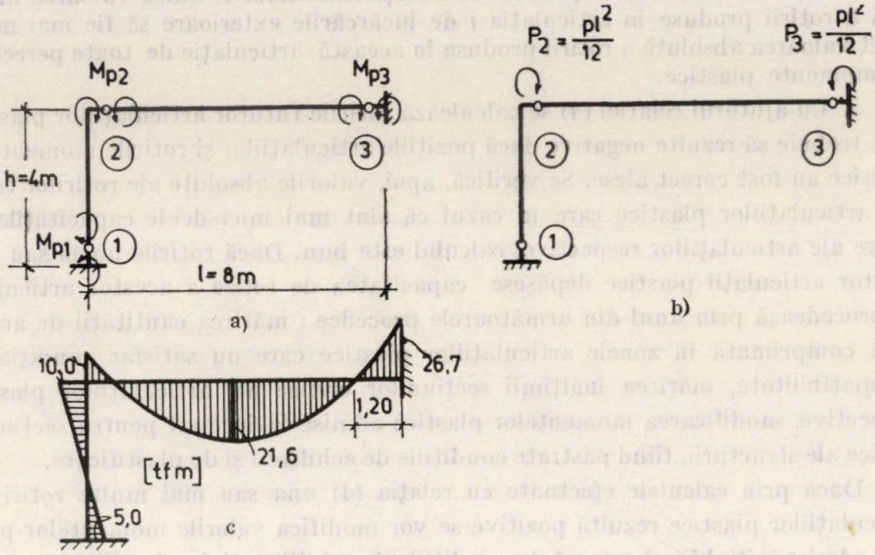


Fig. 2.

fiind reduse momentele încovoietoare de la reazemele 2 și 3 și mărit, în consecință, momentul încovoietor din cîmpul riglei. Cu momentele plastice astfel stabilite s-a procedat la dimensionarea secțiunilor, datele fiind prezentate în tabelul 1; se precizează faptul că dimensionarea s-a făcut fără reducerea momentelor încovoietoare ale riglei corespunzător marginei stîlpului și fără considerarea efectului de flambaj.

Tabelul 1

Secț. cu articulații	M_p *tfm*	N *tf*	h *m*	h_0 *m*	b *m*	A_a cm^2	A'_a cm^2	K tfm^2
1	5,00	20	0,50	0,45	0,30	3,08*	3,08*	825
2	10,00	0	0,70	0,65	0,30	7,50	3,08*	3 500
3	26,7	0	0,70	0,65	0,30	22,30	3,08*	6 330

* Armare constructivă

Pentru determinarea rotirilor articulațiilor plastice în conformitate cu relația (9), matricele compenente sînt următoarele:

– matricea vector a încărcărilor exterioare F_p este dată de momentele încovoietoare echivalente la nodurile în care s-au introdus articulațiile plastice (nu se introduc și forțele echivalente întrucît se calculează numai rotirile), fiind ilustrate în fig. 2, b:

$$F_p = [0, \quad pl^2/12, \quad pl^2/12]^T;$$
$$(P_1) \quad (P_2) \quad (P_3)$$

– matricea vector a momentelor plastice din articulații este dată valoric în tfm (1 tfm=10 kNm)

$$M_p = [5{,}0; \quad 10{,}0; \quad 26{,}7]^T;$$
$$(M_{p1}) \quad (M_{p2}) \quad (M_{p3})$$

– matricea de flexibilitate a structurii va fi:

$$D = \frac{l}{6K_{st}} \begin{bmatrix} 1 & -1/2 & 0 & 0 \\ -1/2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2r & -r \\ 0 & 0 & -r & 2r \end{bmatrix}$$

în care: – rigiditățile riglei și ale stîlpului sînt luate ca valori medii ale rigidității secțiunilor, deduse cu relația (1)

$$r = \frac{K_{st.}}{K_{r.g.}} = \frac{1\,200}{5\,000} = 0{,}24.$$

– matricele B_0 și B_x rezultă din acțiunile solicitărilor unitare pe sistemul static determinat $P_i=1$ și respectiv $M_{pi}=1$.

$$B_0=\begin{matrix}\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{matrix}(P_1=1)\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{matrix}(P_2=1)\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{matrix}(P_3=1)\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{bmatrix}0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0\\ 0 & -1 & 0\\ 0 & 0 & +1\end{bmatrix}\begin{matrix}\\ \begin{pmatrix}F_1\\F_2\end{pmatrix}\\ \\ \begin{pmatrix}F_3\\F_4\end{pmatrix}\end{matrix}$$

și

$$B_x=\begin{matrix}\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{matrix}(M_{p1}=1)\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{matrix}(M_{p2}=1)\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{matrix}(M_{p3}=1)\\ \\ \\ \\ \end{matrix}\begin{bmatrix}-1 & 0 & 0\\ 0 & -1 & 0\\ 0 & 1 & 0\\ 0 & 0 & -1\end{bmatrix}\begin{matrix}\\ \begin{pmatrix}F_1\\F_2\end{pmatrix}\\ \\ \begin{pmatrix}F_3\\F_4\end{pmatrix}\end{matrix}$$

unde F_1, F_2, F_3, F_4 sînt momentele încovoietoare ilustrate în fig. 1, b.

Prin efectuarea calculelor date de relația (4) vectorul rotirilor celor trei articulații plastice, în radiani, rezultă :

$$\begin{Bmatrix}\theta_1\\ \theta_2\\ \theta_3\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0 & +(560-560)\\ -2133 & +2073\\ -2133 & +1682\end{Bmatrix}\times 10^{-5}=\begin{Bmatrix}0\\ -60\\ -451\end{Bmatrix}\times 10^{-5}$$

Se constată că este satisfăcută condiția că rotirile articulațiilor plastice să aibă semn negativ. Referitor la rotirea primei articulații, aceasta satisface la limită condiția de semn pentru rotirea articulației plastice, lucru explicabil datorită sistemului de încărcare considerat la cadrul în studiu. Referitor la verificarea capacității de rotire a articulațiilor plastice s-a calculat aceasta pentru articulația nr. 3, rezultînd valorile :

$$\theta_{pl}=761\cdot 10^{-5}\text{ rad.}\quad [1]$$

$$\theta_{pl}=857\cdot 10^{-5}\text{ rad.}\quad [2]$$

se constată că această condiție este satisfăcută, cea mai mare rotire plastică dată de încărcări nedepășind capacitatea de rotire din secțiunea respectivă ; pentru articulația plastică nr. 2, unde rotirea este mult mai mică, condiția de nedepășire a capacității de rotire a articulației plastice este, evident, satisfăcută. Se precizează faptul că schema momentelor plastice din fig. 2, b și caracteristicile de armare din tabela 1 s-au obținut în urma mai multor încercări succesive.

Dimensionarea în domeniul plastic este mai avantajoasă din punct de vedere economic, față de cea efectuată în domeniul elastic, lucru ilustrat clar de fig. 3 ; cu excepția secțiunii din cîmpul riglei, în restul secțiunilor armătura este mai puțină sau egală unde armarea este constructiva.

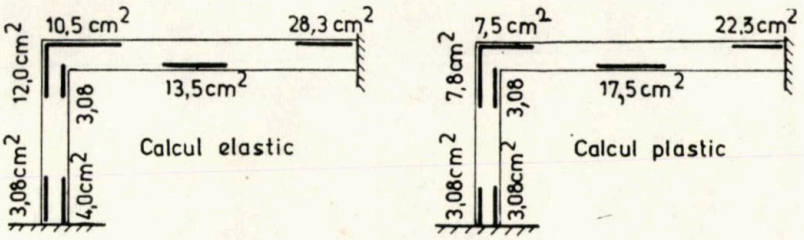


Fig. 3.

BIBLIOGRAFIE

1. A. L. L. Baker — The ultimate load theory to the design of reinforced and prestressed concrete frames. London Cement and Concrete Association, Concrete Publications Ltd., 1956.
2. C. Bob — Contribuții la studiul articulațiilor plastice în structurile de beton armat formate din elemente liniare, Teză de doctorat, conducător prof. C. Avram, I. P. Timișoara, 1970.
3. Ch. Massonnet ș. a. — Calculul structurilor la calculatoare electronice, Ed. Tehnică, București, 1974.
4. V. Petcu — Calculul structurilor de beton armat în domeniul plastic, Ed. Tehnică, București 1972.
5. * * * STAS 10107/0-76.

MATRIX APPROACH OF PLASTIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

SUMARIE

The authors describe the theoretical and practical aspects accuring in the plastic design of statically indeterminate reinforced concrete frames. The adjustment of plastic hinge rotations method, due to A.L.L. Baker, is approached by matrix algebra ; thus, the calculation may be done by the computers. A practical example is also presented.

Calcul plastic
Calcul elastic

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

MODEL NUMERIC STATISTIC PENTRU ANALIZA BAZINULUI UNUI RÎU

DE

GH. CREŢU

1. Modelarea şirurilor artificiale ale debitelor rîurilor

Se prezintă, în mod schematic, un bazin colector (fig. 1).

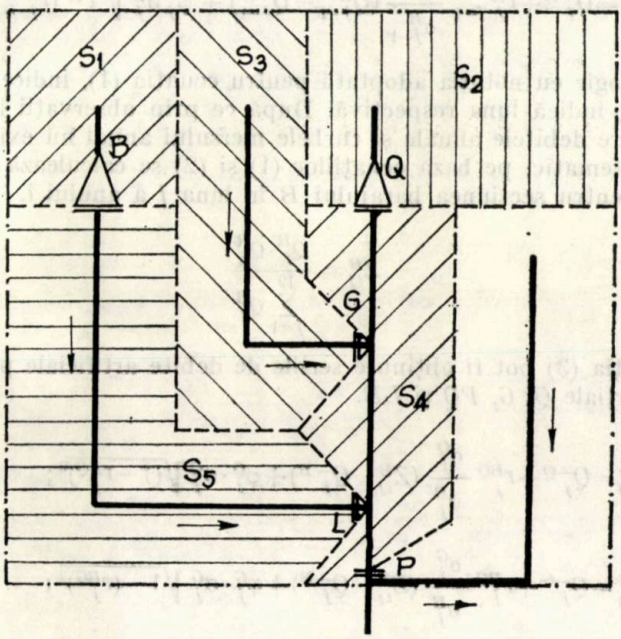


Fig. 1. Schema de gospodărire complexă a unui curs de apă.

El se împarte în cinci bazine colectoare parţiale : S_1 — în amonte de secţiunea barajului B ; S_2 — în amonte de secţiunea barajului Q : S_3 — în amonte de postul hidrometric G ; S_4 — între postul hidrometric P şi secţiunea barajului Q ; S_5 — între postul hidrometric L şi secţiunea barajului B.

Bazinul colector parţial B cu datele sale hidrologice iniţiale capătă o deosebită importanţă cînd în secţiunea barajului B urmează să fie obţinut şirul fluxului de bază din care se deduc apoi şirurile de debit ale celorlalte patru bazine colectoare.

Dacă în funcția de corelație se ia în considerație numai coeficientul de corelație $r^B_{i,i-1}$ între valorile debitului anilor succesivi debitele anuale artificiale Q^B_i se determină din ecuația [2] :

$$Q^B_i = Q^{-B}_j + r^B_{i,i-1}(Q^B_{i-1} - Q^{-B}_i) + \varphi^B_i \sigma^B_i \sqrt{1-(r^B_{i,i-1})^2} \quad (1)$$

în care : t este anul ;

B — bazinul colector parțial ;

Q^B_i — valoarea medie aritmetică a debitului anual ;

Q^B_{i-1} — debitul anual modelat în anul precedent $i-1$;

φ^B_i — ordonata curbei convenționale de siguranță a debitelor anuale ;

σ^B_i — abaterea normată a debitelor anuale în secțiunea barajului B.

Prin curba debitului anual, aici trebuie înțeleasă ordinea de succesiune a celor douăsprezece debite medii lunare, care trebuie să fie calculate pentru secțiunea barajului B conform formulei

$$Q^B_j = Q^{-B}_j + r^B_{j,j-1}\frac{\sigma^B_j}{\sigma^B_{j-1}}(Q^B_{j-1} - Q^{-B}_{j-1}) + \varphi^B_j \sigma^B_j \sqrt{1-(r^B_{j,j-1})^2} \quad (2)$$

Prin analogie cu notația adoptată pentru ecuația (1), indicele „j" aflat în partea de jos, indică luna respectivă. După ce prin observații hidrologice s-a stabilit că între debitele anuale și curbele mersului anual nu există o legătură formulată matematic, pe baza ecuațiilor (1) și (2) se calculează șirul de debit de bază Z^B_{ij} pentru secțiunea barajului B în luna j a anului i.

$$Z^B_{ij} = \frac{Q^B_i \cdot Q^R_j}{\sum_{j=1}^{12} Q^B_j} \quad (3)$$

Din ecuația (3) pot fi obținute seriile de debite artificiale pentru bazinele colectoare parțiale Q, G, PQ și LB.

$$Z^Q_{ij} = Q^{-Q}_j + r^{BQ}_j \frac{\sigma^Q_j}{\sigma^B_j}(Z^B_{ij} - Q^{-B}_j) + \varphi^Q_j \cdot \sigma^Q_j \sqrt{(1-r^{BQ}_j)^2}\,; \quad (4)$$

$$Q^G_{ij} = Q^{-G}_j + r^{BG}_j \frac{\sigma^G_j}{\sigma^B_j}(Z^B_{ij} - Q^{-B}_j) + \varphi^G_j \cdot \sigma^G_j \sqrt{1-(r^{BG}_j)^2}\,; \quad (5)$$

$$Q^{PQ}_{ij} = Q^{-PQ}_j + r^{BPQ}_j \frac{\sigma^{PQ}_j}{\sigma^B_i}(Z^B_{ij} - Q^{-B}_j) + \varphi^{PQ}_j \cdot \sigma^{PQ}_j \sqrt{1-(r^{BPQ}_j)^2}\,; \quad (6)$$

$$Q^{LB}_{ij} = Q^{-LB}_j + r^{BLB}_j \frac{\sigma^{LB}_j}{\sigma^B_j}(Z^B_{ij} - Q^{-B}_j) + \varphi^{LB}_j \cdot \sigma^{LB}_j \sqrt{1-(r^{BLB}_j)^2}\,; \quad (7)$$

Legăturile de corelație sînt arătate în fig. 2, iar notațiile sînt la fel ca în ecuația (1). Presupunem că grupurile hidrologice de bazine colectoare sînt repartizate conform tipului : III Person ; în acest caz, se calculează [3] coeficientul de variație și valoarea abaterii cu ajutorul cărora poate fi calculată ordonata φ a curbei de asigurare convențională și abaterea normată σ din ecuațiile (1), (2),

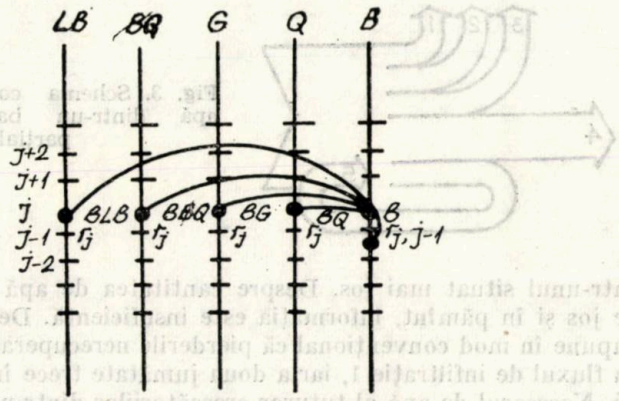


Fig. 2. Coeficienți de corelație.

(4), (5), (6) și (7). Toate curbele de asigurare convențională, din care cu ajutoru generatorului de numere întîmplătoare se aleg în procesul calculelor efectuate la mașina de calcul valori concrete, comportă un polinom de gradul 7.

2. Condițiile folosirii complexe a debitului

Cînd metoda Monte-Carlo este folosită pentru rezolvarea problemelor privind gospodărirea apelor, timpul este introdus ca o valoare variabilă discretă. În scopul limitării consumului de muncă pentru calcul, drept unitate de timp se ia o lună, iar diferiții consumatori de apă sînt caracterizați prin curba de distribuire în cursul anului. Sub această formă se prezintă consumul de apă al unui complex industrial, alimentarea cu apă potabilă a complexului și altor puncte, precum și alimentarea instalațiilor agricole de aspersiune în perioada mai-septembrie. Începînd cu valoarea $j=1$, care corespunde lunii martie, se dau succesiv toate cele 12 valori medii lunare.

La analizarea sistemului de regularizare a bazinului unui rîu, este necesar ca repartizarea consumatorilor pe bazinele colectoare parțiale să se facă ținînd seama de folosirea complexă optimă a cursului de apă. O cercetare efectuată la întreprinderile aflate în amonte de posturile hidrometrice B și G, precum și la instalațiile de aspersiune care folosesc apa uzată și limpezită în agricultură, pe această suprafață, poate indica de exemplu necesitatea unei noi repartizări a consumatorilor de apă între bazinele colectoare parțiale G și B. Concluzii analoge pot fi trase și în ceea ce privește aspersiunea agricolă V_L în aval de postul hidrometric L și în regiunea complexului industrial.

Presupunem că în bazinul rîului pe care-l cercetăm, în numeroase iazuri mari și mici se dezvoltă piscicultura de crescătorie. Cu prilejul modelării trebuie să fie luate în considerație în acest caz toate cerințele pisciculturii de crescătorie, conform cu împărțirea bazinului respectiv în bazine colectoare parțiale. În fig. 3 este reprezentată o schemă de consum de apă a crescătoriilor unui bazin colector parțial.

Dacă pierderile prin evaporare, care reprezintă o parte din totalul pierderilor de apă, pot fi determinate relativ precis numai pe baza datelor metoerlogice, determinarea pierderilor prin infiltrarea apei în iazuri provoacă dificultăți considerabile. Prin faptul că crescătoriile sînt considerate aproape unele de altele, se poate admite că o parte din apă, care se infiltrează dintr-un iaz situat mai sus,

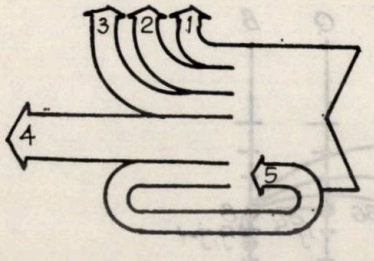


Fig. 3. Schema consumului de apă dintr-un bazin colector parțial.

trece într-unul situat mai jos. Despre cantitatea de apă care se infiltrează în iazul de jos și în pămînt, informația este insuficientă. De aceea, la modelarea se presupune în mod convențional că pierderile nerecuperabile reprezintă jumătate din fluxul de infiltrație 1, iar a doua jumătate trece în iazurile situate mai jos de 5. Necesarul de apă al tuturor crescătoriilor dintr-un bazin colector parțial este format din debitul de apă proaspătă necesar pentru menținerea pisciculturii 4, debitul de apă din perioada martie-iulie 3 și pierderile prin evaporare 2 și infiltrație 1 și 5.

Debitul de apă proaspătă al unor întreprinderi piscicole de pe rîurile n și k trebuie să fie suplimentat, în unele luni, pentru ca în albia rîului să existe debitul minim Q_Z, necesar pentru agricultură.

Presupunem că lacul de acumulare B cedează suplimentar o cantitate de apă Q_{ij}^{ZB}, iar lacul de acumulare Q — o cantitate de apă Q_{ij}^{ZQ} ; atunci, pe porțiunea situată în aval, o parte din această apă nu va fi folosită din cauza pierderilor prin infiltrație numite și pierderi de debit la transmitere. Pierderile de debit la transmitere, în aval de lacurile de acumulare B și Q, se iau în considerație cu aproximație. Se consideră de exemplu că la depășirea lui $Q_{ij}^{ZB}=0{,}25$ m^3/s în aval de lacul de acumulare B și a lui $Q_{ij}^{ZQ}=0{,}15$ mc/s în aval de lacul de acumulare Q, pentru compensarea pierderilor de debit la transmitere este necesar un debit suplimentar de 0,05 m^3/s. În aval de gura rîului n, debitul trebuie să fie menținut cel puțin la nivelul de 1,65 m^3/s.

3. Cedarea de apă planificată a lacurilor de acumulare

Toate valorile necesarelor de exploatare și valorile condițiilor, corespund nivelului actual al planificării și al experienței științifice. Modelul bazinului rîului cercetat trebuie să permită introducerea precizărilor condiționate de lucrările de cercetare ulterioare.

Pentru pregătirea analizei folosirii complexe a lacurilor de acumulare B și Q după metoda Monte-Carlo, trebuie stabilită valoarea cedărilor de apă planificate.

Pentru ca din lacurile de acumulare B și Q să poată fi captată apă, este necesară întocmirea unei scheme (fig. 4). Resursele naturale Z_{ij}^{B} ale bazinului colector parțial B, calculate pe baza formulei (3), limitate la 0,11 m^3/s ca urmare a consumului de apă al industriei și agriculturii, în amonte de postul hidrometric $B1$, intră în lacul de acumulare $B2$, pe cînd resursele naturale ale bazinului colector parțial $Q3$, calculate pe baza formulei (4), se îndreaptă spre lacul de acumulare $Q4$. Debitele Q 5 din lacul de acumulare B trebuie să fie introduse în rîul K și să asigure necesarele Q_{FB}^{B} 6 pentru crescătoriile situate pe rîul $m7$. Lacul de acumulare Q trebuie să alimenteze cu debitul Q_{FQ}^{o} 8 gospodăriile piscicole pe rîul $n9$. Din bazinele colectoare parțiale G, PQ și LB se obțin debitele

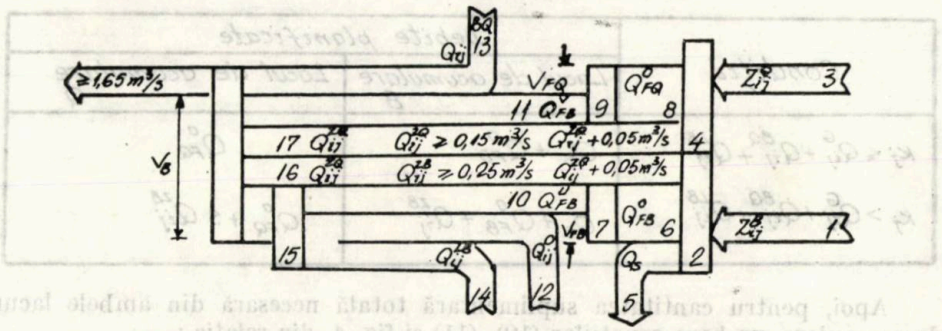


Fig. 4. Schema determinării consumului planificat din lac.

Q_{ij}^{G} 12, Q_{ij}^{PQ} 13 și Q_{ij}^{LB} 14, care nu depind de cele două lacuri de acumulare și al căror calcul se face pe baza ecuațiilor (5) – (7). Pentru nevoile industriei și agriculturii, în amonte de postul hidrometric G din Q_{ij}^{G} trebuie să fie preluată mereu o icantitate de apă de 0,11 m³/s. Cînd Q_{FB}^{U}, Q_{ij}^{LB} și $Q_{ij}^{G}=0{,}11$ m³/s, consumul V_L trebuie eliminat din cauza aspersiunii în aval de postul hidrometric L 15.

În cazul cînd :

$$V_B+1{,}65 \leqslant Q_{ij}^{PQ}+Q_{FQ}^{U}+Q_{FB}^{U}+(Q_{ij}^{G}-0{,}11)+Q_{ijL}^{LBV} \tag{8}$$

din lacul de acumulare B trebuie să fie preluată cantitatea de apă $Q_S+Q_{FB}^{o}$, iar din lacul de acumulare Q – cantitatea Q_{FQ}^{o} . Datorită debitelor abundente din bazinele parțiale G, PQ și LB, în acest caz nu este necesară o cantitate de apă suplimentară.

În cazul cînd :

$$V_B=1{,}65>Q_{ij}^{BQ}+Q_{FQ}^{U}+Q_{FB}^{U}+(Q_{ij}^{G}-0{,}11)+Q_{ij}^{LB}-V_L \tag{9}$$

pe porțiunea rîului m situată în amonte de gura rîului n (debitul tranzitoriu în acest loc este 1,65 m³/s) și chiar în rîul n, cu condiția (8), mai este necesară o cantitate de apă suplimentară $Q_{ij}^{ZB}+Q_{ij}^{ZQ}$. Cantitățile suplimentare Q_{ij}^{ZB} din lacul de acumulare B 16 și Q_{ij}^{ZQ} din lacul de acumulare Q 17 trebuie să fie planificate simultan cu ajutorul relației :

$$K_j=V_B+V_L+1{,}76-Q_{FB}^{U}-Q_{FQ}^{U}. \tag{10}$$

Relațiile (8) și (9) pot fi obținute mult mai simplu decît din tabel. Cu ajutorul ecuației :

$$s=\frac{Q_{ij}^{ZQ}}{Q_{ij}^{ZB}} \tag{11}$$

cantitatea suplimentară, planificată pentru lacul de acumulare Q, se raportează la cantitatea suplimentară din lacul de acumulare B (tabela 1). Această determinare a factorului s din sistem, se dovedește foarte comodă pentru analiza acțiunii reciproce a ambelor lacuri de acumulare.

Condiții	Debite planificate	
	Lacul de acumulare B	Lacul de acumulare Q
$K_j \leq Q_{ij}^{G} + Q_{ij}^{BQ} + Q_{ij}^{LB}$	$Q_S + Q_{FB}^{o}$	Q_{FQ}^{o}
$K_j > Q_{ij}^{G} + Q_{ij}^{BQ} + Q_{ij}^{LB}$	$Q_S + Q_{FB}^{o} + Q_{ij}^{ZB}$	$Q_{FQ}^{o} + S \cdot Q_{ij}^{ZB}$

Apoi, pentru cantitatea suplimentară totală necesară din ambele lacuri de acumulare, pe baza ecuațiilor (10), (11) și fig. 4, din relația :

$$Q_{ij}^{ZB}(s+1) = K_j - Q_{ij}^{G} - Q_{ij}^{BQ} - Q_{ij}^{LB} \tag{12}$$

se determină consumurile planificate cu respectarea condiției (9).

BIBLIOGRAFIE

1. Gh. Crețu „Optimizarea sistemelor de gospodărie a apelor" Editura Facla, 1980
2. Dyck S., Schramm M. „Stochastische Metoden der Speicherwirtschaft" VEB Verlag für Bauwesen, Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, nr. 28 Berlin, 1968.
3. Glos E. „Eine verbesserte Methode der Parameterschätzung für die Pearsonverteilung Typ III", Wasserwirtschaft — Wassertechnik, vol. 16 (1968) nr. 7/8.

STATISTIC DIGITAL MODEL FOR A RIVER BASIN ANALYSIS

SUMMARY

The paper presents a statistic digital model of a rivet basin allowing the possibility of extending the limits of the area under research, as well as considering, in a supplimentarx wax, data and details conditioned by future research.

The indicated model allows the analysis of a complex use of storage lakes by means of the Monte-Carlo simulation method.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

STUDIU TEORETIC PRIVIND CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE DESCHIDEREA FISURILOR LA ELEMENTELE DE BETON ARMAT DE SECŢIUNE DUBLU T SOLICITATE LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ OBLICĂ.

DE

I. DEUTSCH ŞI MONICA IZVERCIAN

1. Aspecte generale

Pînă în prezent studii teoretice şi experimentale pentru calculul la starea limită de deschidere a fisurilor s-au efectuat numai la elemente de beton armat solicitate la compresiune excentrică dreaptă [1] [6] [7]. În general calculul la starea limită de deschidere a fisurilor la compresiune excentrică oblică nu este studiat în literatura de specialitate. De aceea prezenta lucrare are ca scop de a efectua un studiu teoretic pentru acest caz la elemente de beton armat de secţiune dublu T. În cadrul Laboratorului de Beton armat al Institutului Politehnic „Traian Vuia" se fac în prezent şi studii experimentale, care urmează să fie prezentate într-o altă lucrare.

2. Calculul distanţei şi deschiderii fisurilor

Ca şi în cazul încovoierii simple procesul de apariţie şi deschiderea fisurilor depind de un număr mare de parametri, care în general sînt aceiaşi ca şi în cazul încovoierii pure, în plus acest proces este influenţat şi de excentricitatea forţei normale. Zona comprimată creşte odată cu scăderea excentricităţii şi este totdeauna mai mare decît la încovoiere pură. Relaţiile de calcul stabilite pentru cazul încovoierii oblice în general se depărtează de valorile obţinute experimental pe stîlpi încercaţi la compresiune excentrică oblică la care excentricitatea $e_{oc} \leqslant 3\ h/\mathrm{cotg}\ \alpha$ unde $\mathrm{cotg}\ \alpha = e_{0c\ x}/e_{0c\ y}$. De aceea în acest domeniu este necesară efectuarea unor studii teoretice şi experimentale mai exacte care să ţină seama şi de mărimea excentricităţii forţei normale precum şi a direcţiei forţei normale.

Calculul mărimii medii a deschiderii fisurilor în studiul de exploatare, se poate face utilizînd ipotezele de calcul din fig. 1 cu relaţiile generale din STAS 10107!0-76.

$$\alpha_{fA} = \psi \frac{\sigma_{aA}}{E_a} \nu_f \tag{1}$$

unde distanţa dintre fisuri se poate calcula cu relaţia :

$$\nu_f = \beta_f \frac{A_{bt}}{u} \cdot \tag{2}$$

În aceste relaţii, însă este necesară precizarea modului de calcul al termenilor care intervin, astfel :

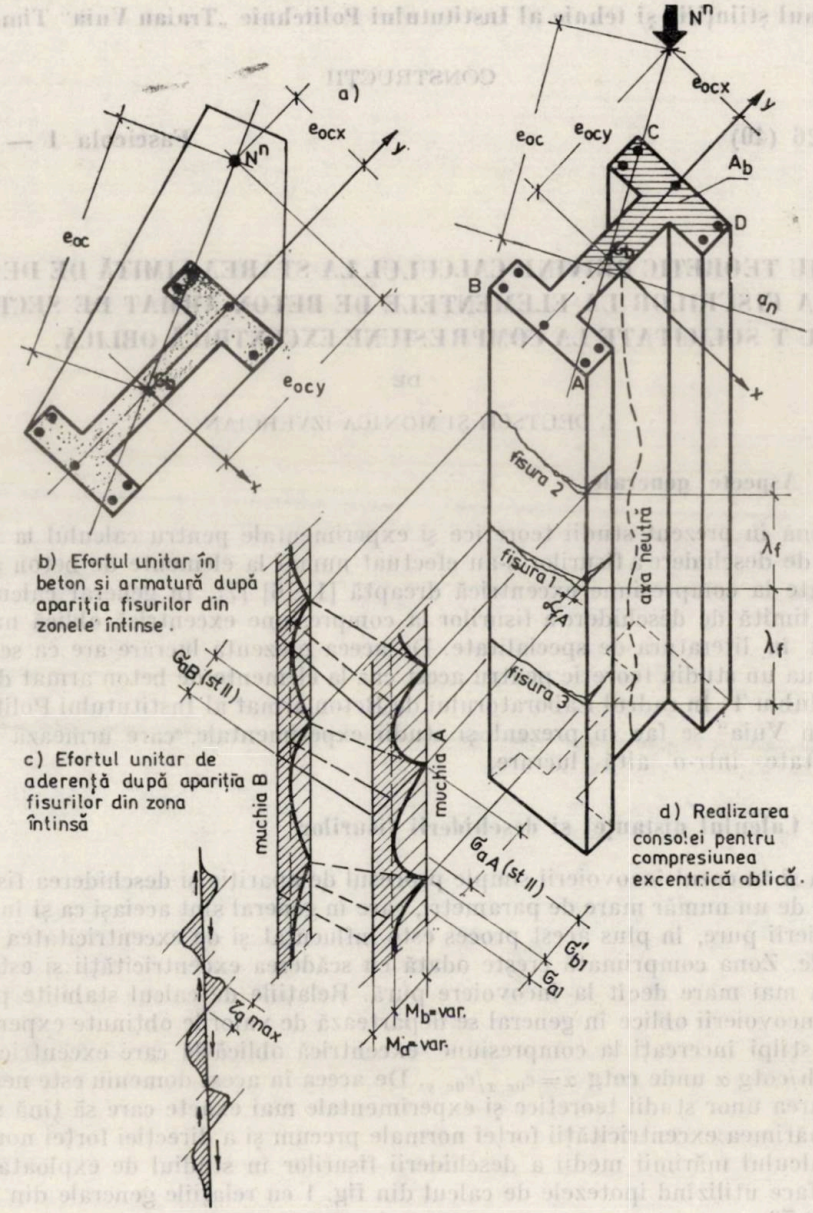


Fig. 1.

Coeficientul de conlucrare a armăturii din zona întinsă cu betonul, in stadiul de exploatare, se poate calcula cu relația de la încovoiere :

$$\psi = 1 - \overline{\beta} \frac{A_{bt} R_t^n}{A_a \sigma_{aA}} \tag{3}$$

σ_{aA} reprezintă efortul unitar din armătura cea mai întinsă în stadiul II sub acțiunea încărcărilor de exploatare, produsă de solicitarea oblică, al cărui mod de calcul se arată în paragraful 3.

A_{bt} este aria zonei întinse de beton, produsă de solicitarea oblică în momentul apariției fisurilor, în stadiul Ia, iar u este perimetrul armăturilor întinse.

Pentru $\overline{\beta}$ se pot lua valorile date de relațiile V2 și 3 din STAS 10107/0-76.

Valoarea coeficientului β_f din stadiul Ia la apariția fisurilor se poate lua cu suficientă exactitate valoarea dată în norma [6] pentru încovoiere s-au mai exact dacă se ține seama și de mărimea excentricității forței normale după [1] avem :

– pentru oțel beton neted (OB 38)

$$\beta_f = 0{,}45 \frac{1}{\overline{e_{0c}}} + 15 \frac{\mu}{d} \overline{e_{0c}} \tag{4a}$$

– pentru oțel cu profil periodic (PC 52 și PC 60)

$$\beta_f = 0{,}6 \frac{1}{\overline{e_{0c}}} + 15 \frac{\mu}{d} \overline{e_{0c}} \tag{4b}$$

în care :

$$\overline{e_{0c}} = e_{0c} \cdot \operatorname{cotg} \alpha / h. \tag{5}$$

Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor la elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică oblică este necesară să se facă, dacă după cel puțin o direcție, avem cazul marii excentricități.

3. Calculul efortului unitar în armătura întinsă în stadiul II de exploatare (σa_A).

Mărimea eforturilor unitare în stadiul II în armătura cea mai întinsă (σ_A), pentru solicitarea de compresiune excentrică oblică sub acțiunea încărcării de exploatare se poate obține, dacă se ține seama că elementul lucrează în stadiul elastic prin suprapunerea efectelor, așezînd forța N alternativ în planul $x-x$ și $y-y$ și se obține :

$$\sigma_{aA} = \sigma_{ax} + \sigma_{ay} - \sigma_{ac} \tag{6}$$

în care :

σ_{ax} este efortul unitar în armătura întinsă în stadiul II cînd forța excentrică N este așezată în planul $x-x$, cu excentricitate e_{0cx} ;

σ_{ay} – efortul unitar în armătura întinsă în stadiul II cînd forța excentrică N este așezată în planul $y-y$, cu excentricitatea e_{0cy} ;

σ_{ac} – efortul unitar de comprsiune în stadiul II în armătura mai puțin comprimată cînd forța N este așezată cu excentricitatea minimă (e_a) pe direcția laturii lungi a secțiunii.

Valorile lui σ_{ax} și σ_{ay} în relația (6) se introduc pozitive dacă rezultă din calcul un efort de întindere și cu semnul minus dacă rezultă un efort de compresiune.

3.1. *Calculul efortului unitar în armătura din zona întinsă în stadiul II cînd forța excentrică N este așezată în planul $x-x$* (σ_{ax}). În cazul secțiunii dublu T putem avea 5 cazuri diferite pentru calculul eforturilor unitare în armătura din zona întinsă în funcție de poziția axei neutre din secțiune, (sau mai puțin solicitate). Ipotezele admise și formulele de calcul în aceste situații sînt date în tabelul 1.

A/. Compresiune cu mare excentricitate : $\xi \leqslant 0{,}6$

a) Cazul cînd axa neutră cade în partea superioară a aripii :

$$x \leqslant \frac{b_p - b}{2}$$

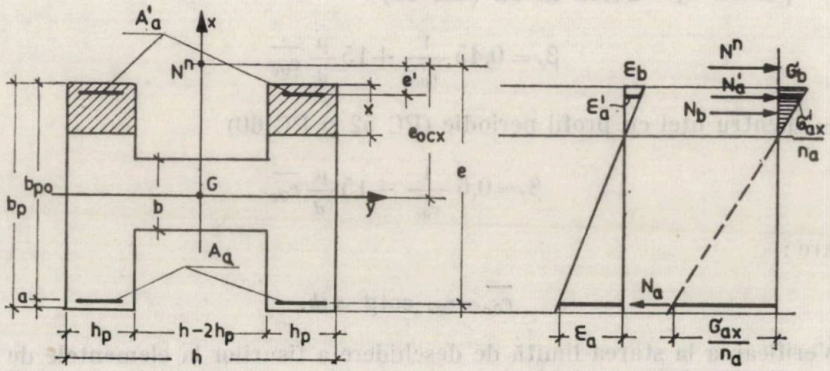


Fig. 2.

Execuția axei neutre este de forma :

$$x^3 + 3(e' - a')x^2 + \frac{3}{h_p} n_a (A'_a e' + A_a e) x - \frac{3}{h_p} n_a (A'_a a' e' + A_a e b_{p_0}) = 0. \tag{7}$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și în armătură va fi :

$$\sigma_{bx} = \frac{N^n}{n_a A'_a \frac{x - a'}{x} - n_a A_a \frac{b p_0 - x}{x} + x h p} \tag{8}$$

iu

$$\sigma_{ax} = n_a \sigma_{bx} \frac{b_{p_0} - x}{x} \tag{9}$$

b) Cazul cînd axa neutră cade în inimă :

$$\frac{b_p - b}{2} \leqslant x \leqslant \frac{b_p + b}{2} \quad \text{și } e_{0cx} \frac{b_p}{2} \text{—a} \quad \text{(fig. 3)}$$

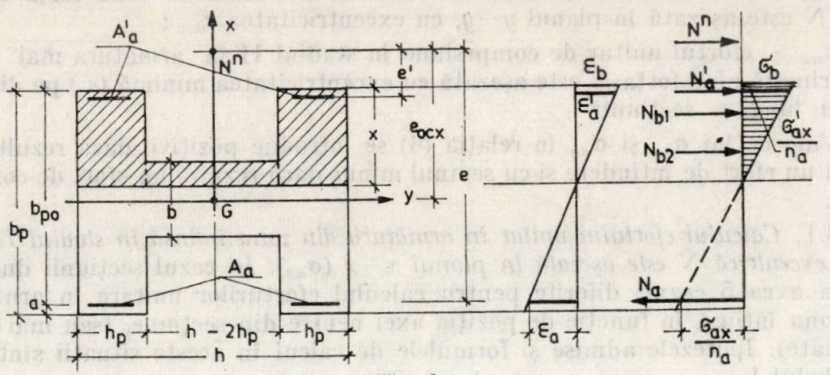


Fig. 3.

Ecuația axei neutre va fi :

$$x^3+3\,(e'-a')\,x^2+\frac{6}{h}\left\{n_a\,(A'_a e'+A_a e)-\frac{1}{2}\,(h-2hp)\,(bp-b)\left[e'-a'+\frac{1}{4}\cdot\right.\right.$$

$$\left.\left.\cdot\,(bp-b)\right]\right\}x+\frac{6}{h}\left\{\frac{1}{8}\,(h-2hp)\,(bp-b)^2\left[e'-a'+\frac{1}{3}\,(bp-b)\right]-n_a(A'_a e'a'+\right.$$

$$\left.+\,A_a e b_{p0})\right\}=0. \tag{10}$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și armătură :

$$\sigma_{bx}=\frac{N^n}{n_a A'_a\dfrac{x-a'}{x}-n_a A_a\dfrac{bp_0-x}{x}+x\cdot hp+\dfrac{hp-2hp}{x}\dfrac{(2x-bp+b)^2}{2}} \tag{11}$$

și

$$\sigma_{ax}=n_a\sigma_{bx}\,\frac{bp_0-x}{x}. \tag{12}$$

B. Compresiune cu mică excentricitate : $\xi>0{,}6$

---

a. Cazul cînd axa neutră cade în inimă :

$$\frac{bp-b}{2}\leqslant x\leqslant\frac{bp+b}{2}$$

și

$$0<e_{0x}<bp/2-a \quad \text{(fig. 4)}$$

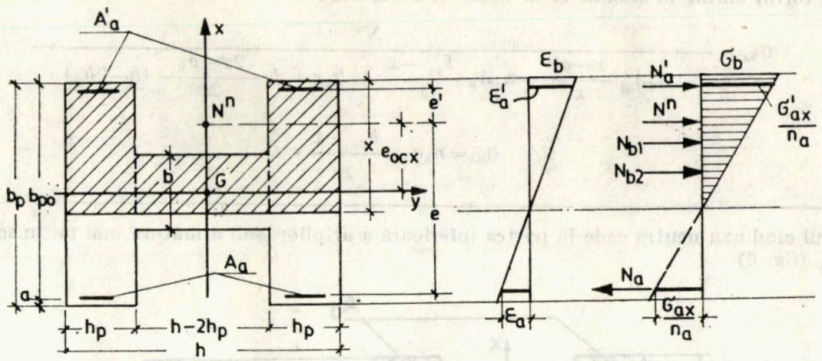


Fig. 4.

Ecuația axei neutre este de forma :

$$x^3-3\,(e'+a')\,x^2+\frac{6}{h}\left\{n_a\,(A_a e-A'_a e')-\frac{1}{2}\,(h-2hp)\,(bp-b)\left[\frac{1}{4}\,(bp-b)-(e'+a')\right]\right\}x+$$

$$+\,\frac{6}{h}\left\{\frac{1}{8}\,(h-2\,hp)\,(b_p-b^2)\left[\frac{1}{3}\,(bp-b)-e'-a'\right]-n_a\,(A_a e b_{p0}-A'_a e'a')\right\}=0. \tag{13}$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și armătură este dat de relațiile (11) și (12).

b) Cazul cînd axa neutră cade în partea inferioară a aripilor :

$$\frac{b_p+b}{2} < x < b_{p_0}. \quad \text{(fig. 5)}$$

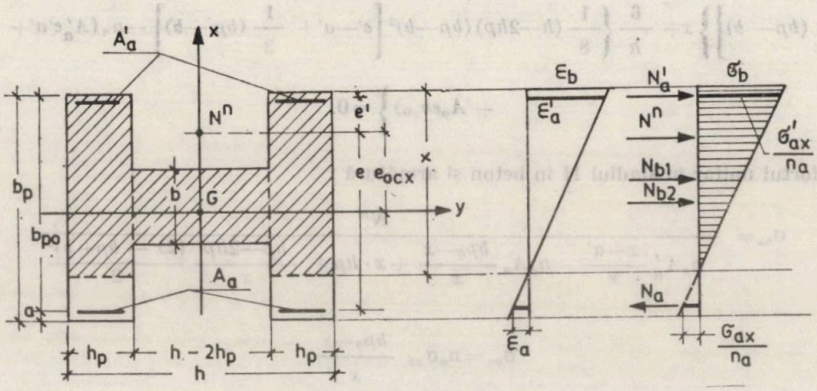


Fig. 5.

Ecuația axei neutre este de forma :

$$x^3-3x^2(e'+a')+\frac{3}{h_p}\left[b(h-2h_p)\left(\frac{b_p}{2}-e'-a'\right)+n_a(A_a e-A'_a e')\right]x+$$

$$+\frac{3}{h_p}\left[\frac{b}{2}(h-2h_p)\left(\frac{b_p}{2}+b\right)\left(e'+a'-\frac{b_p}{2}-\frac{b}{6}\right)+n_a(A'_a e' a'-A_a e\cdot b_{p_0})\right]=0. \tag{14}$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și armătură :

$$\sigma_{bx}=\frac{N^n}{n_a A'_a\frac{x-a'}{x}-n_a A_a\frac{b_{p_0}-x}{x}+h_p x+b\frac{2x-b_p}{2x}(h-2h_p)}$$

și

$$\sigma_{ax}=n_a\sigma_{bx}\frac{b_{p_0}-x}{x}. \tag{16}$$

c) Cazul cînd axa neutră cade în partea inferioară a aripilor, sub armătura mai puțin solicitată $x>bp_0$ (fig. 6)

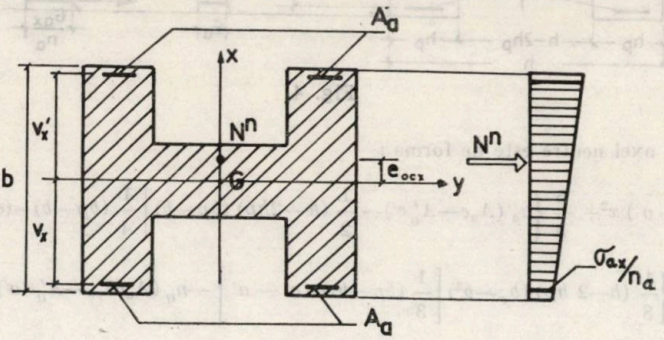


Fig. 6.

În acest caz toată secțiunea este comprimată și valoarea efortului unitar în beton și armătură va fi :

$$\sigma_{bx}= \frac{N^n}{A_{bi}} + \frac{N^n \cdot e_{0cx} \cdot V_x}{I_{bty}} \tag{17}$$

$$\sigma_{ax}= n_a \sigma_{bx} \text{ (compresiune)} \tag{18}$$

12. *Calculul efortului unitar în armătura din zona întinsă în stadiul II cînd forța excentrică N este așezată în planul y—y* (σ_{ay})

În cazul cînd forța excentrică N este așezată în planul $y—y$ la secțiunea dublu T putem avea 4 cazuri diferite pentru calculul eforturilor unitare în armăt. din zona întinsă în funcție de poziția axei neutre. Ipotezele de calcul admise și formulele de calcul pentru aceste cazuri sînt date în tabelul 2.

Tabelul 2

A) Compresiune cu mare excentricitate : $\xi \leqslant 0{,}6$

a) Cazul cînd axa neutră cade în inima secțiunii

$$hp < x < 0{,}6\ h_0 \qquad \text{(fig. 7)}$$

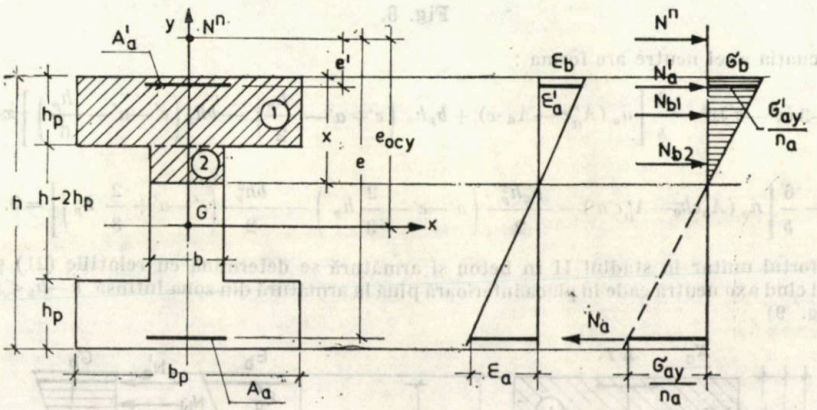


Fig. 7.

Ecuația axei neutre este de forma :

$$x^3 + 3(e'—a')x^2 + \frac{6}{b}\left[n_a (A_a e' + A_a e) + h_p b_p \left(e'—a' + \frac{h_p}{2}\right) + bh_p\left(e'—a' — \frac{h_p}{6}\right)\right] x + \frac{6}{b} \cdot$$

$$\cdot \left[\frac{h_p^2 b}{2}\left(e' + \frac{2}{3}hp — a'\right) — n_a (A'_a a' e' + A_a h_0 e) — \frac{bph_p^2}{2}\left(e'—a' + \frac{2h_p}{3}\right)\right] = 0 \tag{19}$$

în care :

$$n_a = \frac{Ea}{Eb} \cdot \tag{20}$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și armătură va fi :

$$\sigma_{by} = \frac{N^n}{nA'_a \frac{x—a'}{x} — n_a A_a \frac{h_0—x}{x} + b_p h_p \frac{2x—hp}{2x} + \frac{b(x—hp)^2}{2x}} \tag{21}$$

și

$$\sigma_{ay} = n_a\ \sigma_{by} \frac{h_0—x}{x} \cdot \tag{22}$$

B) Compresiune cu mică excentricitate : $>0{,}6$

a) Cazul cînd axa neutră cade în inimă $x_{max} < x < h - h_p$: (fig. 8)

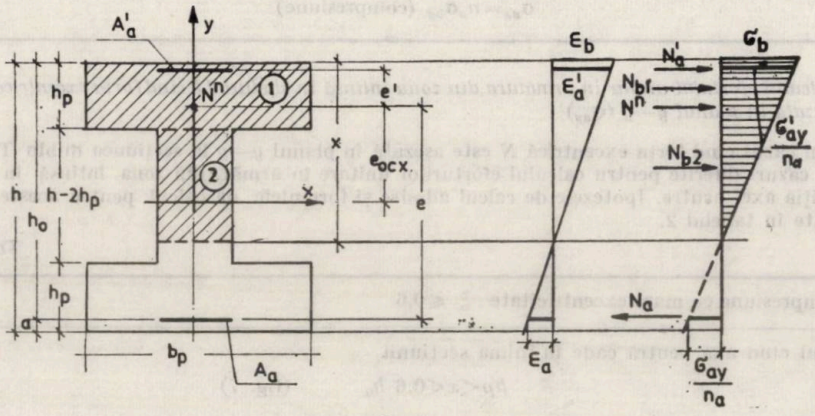


Fig. 8.

Ecuația axei neutre are forma :

$$x^3 - 3(a' - e')x^2 - \frac{6}{b}\left[n_a(A'_a e' - A_a \cdot e) + b_p h_p\left(e' + a' - \frac{h_p}{2}\right) - bh_p\left(e' - a' - \frac{h_p}{6}\right)\right]x -$$

$$- \frac{6}{b}\left[n_a(A_a e h_0 - A'_a e' a') - \frac{b_p h_p^2}{2}\left(a' - e' - \frac{2}{3}h_p\right) - \frac{bh_p^2}{2}\left(e' - a' + \frac{2}{3}h_p\right)\right] = 0. \quad (23)$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și armătură se determină cu relațiile (21) și (22).

b) Cazul cînd axa neutră cade în placa inferioară pînă la armătură din zona întinsă $h - h_p < x < h - a$ (fig. 9)

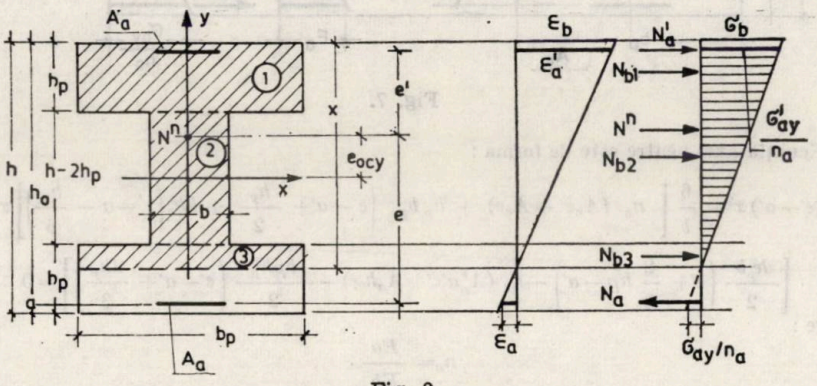


Fig. 9.

Ecuația axei neutre este de forma :

$$x^3 - 3x^2(e' + a') - \frac{6}{b_p}x\left[n_a(A'_a \cdot e' - A_a \cdot e) + b_p h_p\left(e' + a' - \frac{h_p}{2}\right)b \cdot e_{0cy} - (h - 2h)_p + \right.$$

$$\left. + \frac{b_p}{2}(h_p - h)(h_p - h + 2e' + 2a')\right] - \frac{6}{b_p}\left[n_a(A_a \cdot h_0 \cdot e - A'_a \cdot a' \cdot e') - b_p h_p^2\left(\frac{e' + a'}{2} - \frac{h_p}{3}\right)\right] =$$

(continuare *tabel 2*)

$$-b(h-2h_p)(h_p-h)e_{0cy}-\frac{b}{2}(h-2h_p)^2\left(e'+a'-\frac{h}{3}-\frac{h_p}{3}\right)+\frac{b_p}{2}(h_p-h)^2\cdot$$

$$\cdot\left(\frac{2}{3}h_p-\frac{2}{3}h+e'+a'\right)=0. \tag{24}$$

Efortul unitar în stadiul II în beton și armătură va fi :

$$\sigma_{by}=\frac{N^n}{n_aA'_a\frac{x-a'}{x}-n_aA_a\frac{h_0-x}{x}+\frac{b_ph_p}{2}\cdot\frac{2x-hp}{x}+\frac{b}{2x}(h-2hp)(2x-h)+\frac{bp}{2x}\cdot(x-h+hp)^2} \tag{25}$$

și

$$\sigma_{ay}=n_a\,\sigma_{by}\,\frac{h_0-x}{x}. \tag{26}$$

c) Cazul cînd axa neutră cade sub armătura de la aripa inferioară a secțiunii $x>h_0$ (fig. 10)

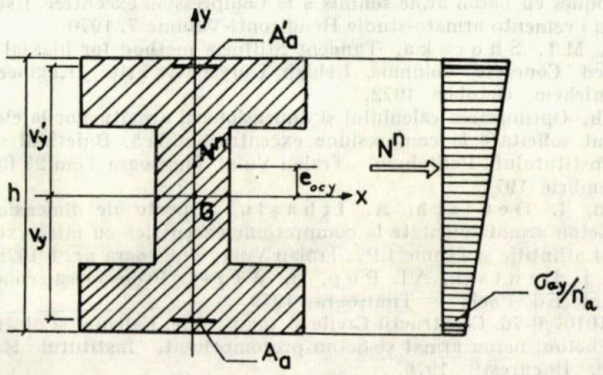


Fig. 10.

În acest caz toată secțiunea este comprimată și valoarea efortului unitaar în beton și armătură va fi :

$$\sigma_{by}=\frac{N^n}{A_{bi}}+\frac{N^n\cdot e_{0cy}V_y}{I_{bix}} \tag{26}$$

$$\sigma_{ay}=n_a\sigma_{by}\ \text{(compresiune)} \tag{27}$$

3.3. *Calculul efortului unitar în stadiul II în armătură, mai puțin comprimată, cînd forța N este așezată cu excentricitatea minimă pe direcția laturii lungi a secțiunii*

Elementul lucrînd în stadiul elastic, valoarea efortului unitar de compresiune la nivelul armăturii mai puțin comprimate se poate determina cu ajutorul relației :

$$\sigma_{bc}=\frac{N^n}{A_{bi}}+\frac{N^n\cdot e_a\cdot V_y}{I_{bix}} \tag{28}$$

iar valoarea efortului unitar de compresiune în armătură cînd forța N este așezată cu excentricitatea minimă (e_a) după direcția laturii lungi a secțiunii.

$$\sigma_{ac}=n\sigma_{bc} \tag{29}$$

4. Concluzii

Prin cercetările teoretice prezentate în lucrare se stabilesc relații de calcul pentru calculul la starea limită a deschiderii fisurilor la elementele de beton armat de secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică. Pînă în prezent asemenea studiu nu a fost efectuat pentru secțiuni dublu T. Lucrarea are o importanță practică în proiectare întrucît pune la dispoziția proiectanților formule de calcul în funcție de principalii parametri care influențează procesul de formare și dezvoltare a fisurilor.

Pe baza studiilor experiențelor efectuate în cadrul laboratorului de Beton armat al Institutului Politehnic „Traian Vuia" din Timișoara într-o altă lucrare se va prezenta compararea datelor obținute prin măsurătorile experimentale a distanței și deschiderii fisurilor cu valorile teoretice pe baza calculelor cu formulele stabilite în lucrare.

Pe baza prelucrării statistice a datelor măsurătorilor experimentale se va prezenta și modul de determinare a coeficienților ψ și β_f în funcție de parametrii care influențează acest proces.

BIBLIOGRAFIE

1. C. Avram, A. Mihăescu: Espacement et ouverture des fissures des éléments prismatiques en béton armé soumis à la Compression excentrée. Estratto da Costruzzioni i cemento armato-studie Rendiconti-Volume 7, 1970.
2. WF. Chen, MT. Shoraka, Tangent Stiffness method for biaxial bending of Reinforced Concrete Columus. Lehigh University Fritz Engineering Laboratory Bethlehem October 1972.
3. I. Deutsch, Optimizarea calculului și dimensionării armăturilor la elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică oblică. Buletinul științific și tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timișoara Tom 23 (37) Fasc. 2 Iulie—decembrie 1978.
4. I. Filimon, I. Deutsch, A. Irhașiu, Aspecte ale dimensionării elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică cu mică excentricitate. Buletinul Științific și Tehnic I.P. „Traian Vuia" Timișoara nr. 1/1978.
5. C. Avram, I. Deutsch, Al. Pop, B. Weiss. Proiectarea economică a betonului armat, Ed. Facla — Timișoara, 1979.
6. * * * STAS 10107/0-76. Construcții Civile și Industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat. Institutul Român Standardizare. București, 1976.
7. * * * Comité Euro — International Du Béton — Code Modele CEB-FIP pour les structures en béton.

„ÉTUDE THÉORIQUE AU SUJET DU CALCUL Á L'ÉTAT LIMITE D'OUVÉRTURE DES FISSURES AUX ÉLÉMENTS DE BÉTON ARMÉ, DE SECTION DOUBLE T, SOLLICITÉS AU COMPRESSION EXCENTRIQUE OBLIQUE".

LE RÈSUMÉ

L'oeuvre presente une étude théorique, rélatif au calcul à l'état limite d'ouverture des fissures à des éléments de béton armé de séction double T, sollicitées au compression excentrique oblique, qui jusqu'a present, il n'a pas été étudié dans la littérature de spécialité.

Par les recherches théoriques, presentées dans l'ouvrage, on établie des relations de calcul à l'état limite d'ouvérture des fissures aux éléments de béton armé de section double T, sollicitées au compression excentrique oblique.

L'importance pratique de l'oeuvre, réside au fond qu'elle met à la disposition des ingénieurs qui effectuent des projets tehniques, des formules de calcul, en fonction de les principaux parametres qui influent le procès de la naissance et de le développement des fissures.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

CONSIDERAŢII PRIVIND FORMULAREA METODEI ELEMENTULUI FINIT PENTRU CALCULUL STRUCTURILOR SUPUSE LA ACŢIUNI DINAMICE

DE

MARIN IVAN, DAN DUBINĂ, EUGEN DOGARIU

1. Introducere

Mecanica structurilor face parte din mecanica corpului deformabil, ambele ramuri încadrîndu-se în mecanica aplicată. Din acest motiv, ecuaţiile de bază, formularea lor matematică şi condiţiile de limită intervin în toate problemele de mecanică aplicată. Gradul de exactitate al rezultatelor depinde de ipotezele simplificatoare care se adoptă la schematizarea comportării materialului, la schematizarea acţiunilor şi formularea matematică a ecuaţiilor care guvernează problema. Cu aceste ipoteze simplificatoare se ajunge la modelul de calcul (schema de calcul) care descrie comportarea structurii reale. Modelul de calcul s-a perfecţionat şi se perfecţionează în mod continuu, odată cu evoluţia cunoştinţelor din mecanica structurilor şi cu dezvoltarea tehnicii de calcul.

În lucrare se prezintă metodele de calcul ce se folosesc la calculul structurilor şi formularea metodei elementului finit pentru structuri supuse la acţiuni dinamice.

2. Ecuaţiile fundamentale

În calculul structurilor intervin două condiţii de bază : condiţia de echilibru şi condiţia de compatibilitate. La exprimarea matematică a acestor condiţii intervine şi comportarea materialului, care se exprimă prin ecuaţiile constitutive.

2.1. *Ecuaţiile de echilibru dinamic.* Ecuaţiile de echilibru dinamic pentru o structură cu comportare liniar elastică, supusă la acţiuni dinamice sînt :

$$[L]\{\sigma\}+\{X\}=\rho\{\ddot{u}\}\ ;\ \sigma_{ij}=\sigma_{ji}\ ;\ i,\ j=x,\ y,\ z \tag{1}$$

în care $\{\sigma\}$ reprezintă vectorul tensiunilor şi se defineşte astfel :

$$\{\sigma\}=[\sigma_{xx}\ \sigma_{xy}\ \sigma_{xz}\ \sigma_{yx}\ \sigma_{yy}\ \sigma_{yz}\ \sigma_{zx}\ \sigma_{zy}\ \sigma_{zz}]^T, \tag{2}$$

iar L este un operator diferenţial.

$$[L]=\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \tag{3}$$

X este vectorul forţelor masice pe unitatea de volum :

$$\{X\}=[X_x \quad X_y \quad X_z]^T \tag{4}$$

Forţele de inerţie ale lui D'Alambert corespunzătoare unităţii de volum au expresia :

$$\rho\{\ddot{u}\}=\rho\,[\ddot{u}_x \quad \ddot{u}_y \quad \ddot{u}_z]^T, \tag{5}$$

în care ρ este masa specifică şi $\{\ddot{u}\}$ reprezintă vectorul acceleraţiei.

Dacă structura este supusă la acţiuni statice se anulează forţele de inerţie şi rezultă ecuaţiile de echilibru static

$$[L]\ \{\sigma\}+\{X\}=\{0\} \tag{6}$$

2.2 *Relaţiile între deformaţiile specifice şi deplasări.* Forma deformată a structurii sub acţiunea unui sistem de forţe este definită dacă se cunosc deplasările.

$$u_x=u_x(x,\ y,\ z)\ ;\ u_y=u_y(x,\ y,\ z)\ ;\ u_z=u_z(x,\ y,\ z) \tag{7}$$

În cazul micilor deplasări, deformaţiile specifice se exprimă în funcţie de deplasări cu relaţia :

$$\{\varepsilon\}=[L_1]\ \ \{u\} \tag{8}$$

în care vectorul deformaţiilor specifice are elementele :

$$\{\varepsilon\}=[\varepsilon_{xx}\ \varepsilon_{yy}\ \varepsilon_{zz}\ \varepsilon_{xy}\ \varepsilon_{yz}\ \varepsilon_{zx}]^T \tag{9}$$

şi $[L_1]$ este un operator diferenţial de forma :

$$[L_1]=\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix};\quad \{u\}=\begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \tag{10, 11}$$

şi $\{u\}$ este vectorul deplasărilor.

2.3. *Ecuaţiile de compatibilitate.* Eliminînd deplasările u_x, u_y şi u_z din relaţiile (8) se obţin ecuaţiile lui Saint-Venant, care reprezintă ecuaţiile de compatibilitate ale deformaţiilor specifice.

$$\begin{aligned} E_{xx}&=\frac{\partial^2\varepsilon yy}{\partial z^2}+\frac{\partial^2\varepsilon zz}{\partial y^2}-\frac{\partial^2\varepsilon yz}{\partial y\partial z}=0 \\ E_{yy}&=\frac{\partial^2\varepsilon zz}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\varepsilon xx}{\partial z^2}-\frac{\partial^2\varepsilon zx}{\partial z\partial x}=0 \\ E_{zz}&=\frac{\partial^2\varepsilon xx}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\varepsilon yy}{\partial x^2}-\frac{\partial^2\varepsilon xy}{\partial x\partial y}=0 \end{aligned} \tag{12a, \ldots, c}$$

respectiv :

$$E_{xy}=\frac{\partial^2\varepsilon_{zz}}{\partial x\partial y}+\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{xy}}{\partial z^2}-\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{xz}}{\partial y\partial z}-\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{yz}}{\partial x\partial z}=0$$

$$E_{xz}=\frac{\partial^2\varepsilon_{yy}}{\partial x\partial z}+\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{xz}}{\partial y^2}-\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{xy}}{\partial z\partial y}-\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{yz}}{\partial x\partial y}=0 \qquad (13a,\ldots,c)$$

$$E_{yz}=\frac{\partial^2\varepsilon_{xx}}{\partial y\partial z}+\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{yz}}{\partial x^2}-\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{xz}}{\partial x\partial y}-\frac{1}{2}\frac{\partial^2\varepsilon_{xy}}{\partial x\partial z}=0$$

Ecuaţiile de compatibilitate se scriu mai condensat astfel :

$$[L_2]\ \{\varepsilon\}=\{0\}, \qquad (14)$$

în care $[L_2]$ este un operator diferenţial care se determină din relaţiile (12) şi (13).

Se observă că se obţin două seturi de expresii de compatibilitate (12) şi (13) prin eliminarea deplasărilor din cele şase deformaţii specifice (8) — Expresiile E_{ij} se numesc funcţiei de compatibilitate şi se verifică uşor că ele sînt legate prin relaţiile E_{ij}, $j=0$; $u,\ i,\ j=x,\ y,\ z$, respectiv :

$$\frac{\partial E_{xx}}{\partial_x}+\frac{\partial E_{xy}}{\partial_y}+\frac{\partial E_{xz}}{\partial_z}=0$$

$$\frac{\partial E_{yx}}{\partial_x}+\frac{\partial E_{yy}}{\partial_y}+\frac{\partial E_{yz}}{\partial_z}=0 \qquad (15a,\ldots,f)$$

$$\frac{\partial E_{zx}}{\partial_x}+\frac{\partial E_{zy}}{\partial_y}+\frac{\partial E_{zz}}{\partial_z}=0$$

$$E_{xy}=E_{yx}\ ;\ E_{xz}=E_{zx}\ ;\ E_{yz}=E_{zy}$$

Se observă că aceste relaţii au aceeaşi formă ca ecuaţiile de echilibru omogen.

2.4. *Ecuaţiile constitutive.* Relaţiile de legătură între tensiuni şi deformaţiile specifice se exprimă pentru o structură cu comportare elastică prin ecuaţiile constitutive (legea lui Hooke), care în formulare matriceală se scriu astfel :

$$\begin{Bmatrix}\sigma_{xx}\\ \sigma_{yy}\\ \sigma_{zz}\\ \sigma_{xy}\\ \sigma_{yz}\\ \sigma_{zx}\end{Bmatrix}=\frac{E}{(1+\nu)\ (1-2\nu)}\begin{bmatrix}(1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0\\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0\\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\varepsilon_{xx}\\ \varepsilon_{yy}\\ \varepsilon_{zz}\\ \varepsilon_{xy}\\ \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{zx}\end{Bmatrix} \qquad (16)$$

sau mai condensat

$$\{\sigma\}=[r]\ \{\varepsilon\} \qquad (16a)$$

Aceste relaţii se mai pot scrie şi sub forma :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{Bmatrix} \tag{17}$$

sau sub forma restrînsă :

$$\{\varepsilon\} = [C] \ \{\sigma\} \tag{18}$$

2.5. *Condiţii iniţiale şi de margine.* Dacă pe suprafaţa S care mărgineşte structura se cunosc forţele p_i ($p_x\ p_y\ p_z$), condiţiile pe contur se scriu sub forma

$$p_i = \sigma_{ij} n_j \ ; \ i, j = x, y, z \tag{19}$$

în care prin n_j au fost notaţi cosinuşii directori formaţi de normala la suprafaţa cu axele de coordonate.

Dacă se cunosc deplasările pe S, condiţiile de contur se scriu ;

$$u_i(t) = \bar{u}_i(t) \text{ pe } S, \ i = x, y, z \tag{20}$$

iar condiţiile iniţiale se referă la deplasările

$$u_i(t)|_{t=0} = \bar{u}_i \ ; \ \dot{u}_i(t)|_{t=0} = \bar{u}_i \ ; \ i = x, y, z \tag{21}$$

2.6. *Funcţiile eforturilor unitare.* Dacă se introduc funcţiunile de tensiuni F_{ij} care au componentele legate în aceeaşi manieră ca şi deformaţiile specifice în funcţiile de compatibilitate, ecuaţiile de echilibru sînt satisfăcute pentru toate componentele F_{ij}.

$$\sigma_{xx} = \frac{\partial^2 F_{yy}}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 F_{zz}}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 F_{yz}}{\partial \hat{n} \partial z}$$

$$\sigma_{yy} = \frac{\partial^2 F_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F_{xx}}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 F_{zx}}{\partial x \partial z}$$

$$\sigma_{zz} = \frac{\partial^2 F_{xx}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 F_{yy}}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 F_{xy}}{\partial x \partial y} \tag{22a,...,i}$$

$$\sigma_{xy} = -\frac{\partial^2 F_{zz}}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 F_{xy}}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 F_{xz}}{\partial z \partial y} + \frac{\partial^2 F_{yz}}{\partial z \partial x}$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{\partial^2 F_{yy}}{\partial x \partial z} - \frac{\partial^2 F_{xz}}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 F_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F_{yz}}{\partial y \partial x}$$

$$\sigma_{yz} = -\frac{\partial^2 F_{xx}}{\partial y \partial z} - \frac{\partial^2 F_{yz}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F_{xz}}{\partial y \partial z} + \frac{\partial^2 F_{yx}}{\partial z \partial x}$$

În care se ţine seamă că :

$$F_{xy} = F_{yx} \ ; \ F_{xz} = F_{zx} \ ; \ F_{yz} = F_{zy} \tag{23}$$

și rezultă că din cele nouă funcții de tensiuni numai șase sînt independente. Relațiile (22a, ..., f) se mai pot scrie matriceal astfel :

$$\{\sigma\}=[L_3]\ \{F\} \tag{24}$$

în care $[L_3]$ este un operator diferențial care rezultă ușor din expresiile (22).

Ecuațiile de echilibru dinamic (1) ținînd seamă de legea lui Hooke (16a) și deformațiile specifice (8) se mai scrie

$$[L]\ [n]\ [L_1]\ \{u\}+\{X\}=\rho\ \{\ddot{u}\} \tag{25}$$

Ecuația pentru determinarea funcțiilor de tensiune se obține din ecuația de compatibilitate (14) în care se introduc deformațiile specifice $\{\varepsilon\}$ din (18) și tensiunile $\{\sigma\}$ din (24).

$$[L_2]\ [C]\ [L_3]\ \{F\}=\{0\} \tag{26}$$

Se menționează că numai trei funcții de tensiuni pot fi folosite și aplicînd trei relații de compatibilitate rezultă trei ecuații diferențiale de ordinul patru pentru funcțiile de tensiune.

3. Metoda de calcul

Metodele de calcul care se folosesc la rezolvarea ecuațiilor fundamentale se împart în metode exacte și metode numerice. Metodele exacte se utilizează în cazurile particulare de acțiuni și configurație a structurii. Metodele numerice conduc la soluții aproximative și se referă la diferite procedee de rezolvare a ecuațiilor diferențiale (diferențe finite, integrare numerică), sau la metode bazate pe discretizarea structurii care folosesc condiția de compatibilitate a deformației sau echilibrului structurii (metoda rlementului finit, metoda fișiilor finite, teoria echivalenților). Metodele numerice sînt folosite pe scară largă în practică la calculul structurilor. În fig. 1 se prezintă metodele de calcul care se pot utiliza la calculul structurilor. Metoda elementelor finite a devenit în ultimul timp, cea mai folosită metodă de calcul. Ecuația fundamentală a metodei se stabilește cu ajutorul principiului lucrului mecanic virtual și, mai nou, cu principiile variaționale.

4. Ecuația fundamentală a metodei elementului finit

În formularea variațională este necesar să se determine o funcție necunoscută sau un sistem de funcții care să conducă la o valoare extremă a unei funcționale sau sistem de funcționale, supus la condițiile de marginare cunoscute. Funcționalele sînt extremizate sau staționare atunci cînd satisfac ecuațiile lui Euler și condițiile de margine.

Funcționala considerată în metoda elementului finit este energia potențială totală [2]

$$F=W_d+V_e-E_c \tag{27}$$

în care W_d este energia potențială de deformație, V_e este potențialul forțelor exterioare și E_c energia cinetică. Principiul lui Hamilton se scrie astfel :

$$\delta\int_{t_0}^{t_1}(W_d+V_c-E_c)\,dt=\delta\int_{t_0}^{t_1}(\pi-E_c)\,dt=0 \tag{28}$$

în care s-a notat energia potențială totală $\pi=W_d+V_e$.

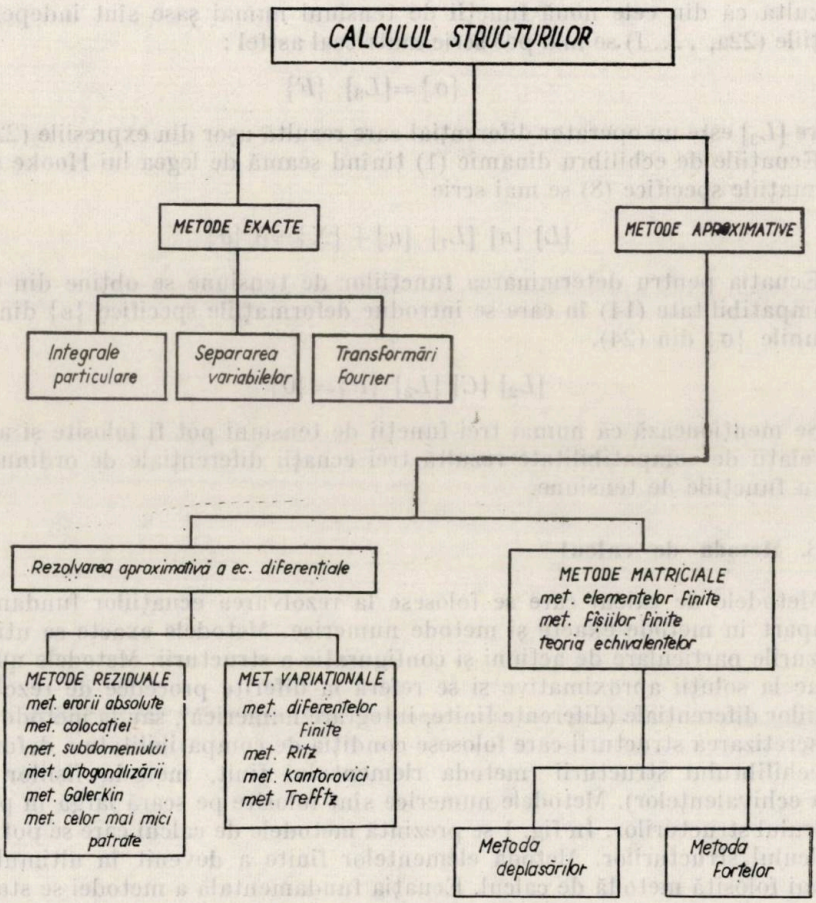


Fig. 1.

Relația (15) arată că funcționala F are o valoare minimă pentru o structură elastică supusă la forțe dinamice conservative. În cazul forțelor statice și în cazul stării de repaus relația (15) se reduce la principiul minimului energiei potențiale.

$$\delta\pi = 0 \; ; \quad \pi = \text{minim} \tag{29}$$

Introducînd în relația (14) expresiile pentru energia potențială de deformație, potențialul forțelor exterioare și energiei cinetice rezultă:

$$\delta W_d = \delta L_e - \delta L_{in} \tag{30}$$

care se mai scrie astfel:

$$\int_V \{\delta\varepsilon\}^T \{\sigma\}\, dV = \int_S \{\delta u\}^T \{p\}\, dS + \int_V \{\delta u\}^T \{X\}\, dV + \{\}U\}^T \{P\} -$$

$$- \int_V \rho \{\delta\ddot{u}\}^T \{\ddot{u}\}\, dV \tag{30a}$$

Expresia (28) exprimă condiția de echilibru dinamic a structurii, în ea fiind incluse ecuațiile de echilibru (1), condițiile de contur (20) și relațiile între deformațiile specifice și deplasări (8.) Introducînd ecuațiile constitutive (16) și considerînd un cîmp de deplasări care exprimă deplasările elementului finit în funcție de deplasările nodale ale elementului finit se introduc și condițiile de continuitate (12), (13). Considerînd structura discretizată în elemente finite și cîmpul deplasărilor în structura continuă exprimat în funcție de deplasările nodale ale structurii prin relația :

$$\{u\}=[a]\ \{U\} \tag{31}$$

în care :

$$\{u\}=[u_x\ \ u_y,\ \ u_z]^T \tag{32}$$

$$\{U\}=[U_1\ U_2\ \ldots\ U_n]^T\ ;\ [a]=[a\ (k,\ y,\ z)] \tag{33}$$

Deplasările specifice $\{\varepsilon\}$ se determină în funcție de deplasările nodale $\{U\}$ din relația (8) sub forma :

$$\{\varepsilon\}=[b]\ \{U\} \tag{33}$$

în care $[b]=[b\ (x,\ y,\ z)]$ și se obține prin diferențierea matricei $[a]$. Relația (34) în calculul dinamic este valabilă numai dacă un număr mare de deplasări $\{U\}$ sînt luate în considerare. Deplasările virtuale $\{\delta u\}$ au expresia :

$$\{\delta u\}=[a]\ \{\delta U\} \tag{34}$$

iar deformațiile specifice virtuale $\{\delta\varepsilon\}$ se determină din (33) :

$$\{\delta\varepsilon\}=[b]\ \{\delta U\} \tag{35}$$

Introducînd relațiile (34) și (35) în expresia (30a) și ținînd seamă de legea lui Hooke se obține :

$$\int_V \{\delta U\}^T\,[b]^T\,[\varkappa]\,[b]\,\{U\}\,\mathrm{d}V=\int_S \{\delta U\}^T[a]^T\,\{p\}\,\mathrm{d}S+$$

$$+\int_V \{\delta U\}^T\,[a]^T\,\{X\}\,\mathrm{d}V+\{\delta U\}^T\{P\}-\int_V \rho\,\{\delta U\}^T\,[a]^T\,\{\ddot{u}\}\,\mathrm{d}V \tag{36}$$

Vectorul accelerației are expresia :

$$\{\ddot{u}\}=[a]\ \ \{\ddot{U}\} \tag{37}$$

și relația (36) ținînd seamă că deplasările virtuale sînt arbitrare devine :

$$[M]\ \{\ddot{U}\}+[K]\ \{U\}=\{P\}+\int_S [a]\ \{P\}\,\mathrm{d}s+\int_V [a]^T\ \{X\}\,\mathrm{d}V \tag{38}$$

în care s-au introdus notațiile :

$$[M]=\int_V \rho\,[a]^T\ [a]\ \mathrm{d}V \tag{39}$$

și reprezintă matricea masei structurii discretizate, respectiv :

$$[K]=\int_V [b]^T\ [\varkappa]\ [b]\ \mathrm{d}V \tag{40}$$

care reprezintă matricea rigidității pentru deplasările U.

În ecuația (38) primul termen din partea dreaptă reprezintă vectorul forțelor exterioare concentrate, iar termenii următori reprezintă forțele concentrate echivalente din forțele de suprafața și de volum. Ecuația (38) reprezintă ecuația de mișcare a sistemelor discrete fără amortizare. Dacă nu intervin forțele de inerție, forțele de suprafață și masice se regăsește ecuația fundamentală pentru acțiuni statice.

BIBLIOGRAFIE

1. M. Ivan: Statica construcțiilor, vol. 2. Partea I și II I.P.T.V.T., 1976
2. M. Ivan: Stabilitatea și dinamica construcțiilor I.P.T.V. Timișoara, 1980
3. Przemieniecki S. Theory matrix structural analysis, Mc Graw — Hill Book Company, New York, 1968.
4. Teodorescu P.P. Ille V. : Teoria elasticității și introducere în mecanica solidelor deformabile, vol. 1. Editura Dacia, Cluj -Napoca 1976

LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS POUR LE CALCUL DES STRUCTURES

Dans le travail on présente la méthode de l'élément fini pour le calcul des structures soumises aux actions dinamiques. On formulent les équations fondamentales du probléme dynamique en presentent, les méthodes de résolution et on établit l'équation pour le calcul par la méthode d'élément fini.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

UTILIZAREA ELEMENTULUI FINIT PENTRU UN MODEL DE SIMULARE A CEDĂRII ELEMENTELOR ŞI STRUCTURILOR DE BETON.

DE

MARINOV R.

Teoriile clasice de rupere ale betonului, apărute chiar de la începuturile acestuia, sînt construite pe conceptul mediului continuu, elastic, omogen şi izotrop, precum şi pe conceptul că ruperea se produce instantaneu, ca un stadiu ultim al unui proces de încărcare static şi reversibil.

Pentru un astfel de model structura betonului nu se modifică în cursul solicitării şi nu se produce nici schimb energetic cu mediul ambiant (comportare izentropică). Chiar pentru stările de solicitare mai complexe (plană, spaţială), criteriul de cedare sub forma matematică mai elaborată, exprimă, în esenţă, o relaţie între invariaţii tensorului de eforturi şi valorile rezistenţelor determinate în condiţii standardizate (R_b, R_c, R_t).

Acest model de comportare pur „mecanicist" a permis o dezvoltare a teoriei betonului şi betonului armat, deşi multe din concluziile sale au fost infirmate încă de la începuturile betonului, necesitînd completarea permanentă a modelului cu noi ipoteze (vîscos, plastic) dintre care unele nu au suport fizic (deformaţiile plastice).

Astfel, modelul nu poate explica dependenţa încărcării de rupere de factorii ambietali ca : viteza de încărcare, elasticitatea maşinii de încercat, temperatura mediului.

De asemenea, efectele de „nelinearitate" pregnante în comportarea betonului ca : ireversibilitatea procesului încărcare-descărcare, aplatizarea curbei $\sigma - \varepsilon$ cu creşterea numărului de cicluri de solicitare, dependenţa acestei curbe de viteza de încărcare nu pot fi explicate prin modelul „mecanic".

Tot ca o abatere de la conceptul comportării elastice-reversibile (izentropice) se prezintă şi „efectul de scară", constînd în creşterea rezistenţelor de rupere pe măsura reducerii dimensiunilor epruvetelor, precum şi infirmarea ipotezei de linearitate Palmgren — Minner referitoare la ruperea prin oboseală a betonului.

Rezultatele deosebite obţinute de fizica corpului solid au creat posibilitatea abordării problemei ruperii corpurilor fragile într-o lumină nouă privind formarea şi dezvoltarea microfisurilor. Acest concept împreună cu dezvoltarea teoriei dislocaţiilor au permis o reprezentare fidelă a mecanismului ruperii fragile la corpurile cristaline, inclusiv metale, determinînd un salt calitativ impresionant în teoria şi aplicaţiile ruperilor fragile în construcţia de maşini.

Deşi fenomenul formării şi dezvoltării microfisurilor la beton este cunoscut, mai demult, totuşi aplicarea teoriei propagării fisurilor (Griffith, Irwin), rodnică în cazul metalelor, este practic inadecvată la beton. Cauza principală a acestui fapt constă în diferenţa dintre macrostructurile celor două tipuri de

materiale. Astfel, în comparaţie cu metalele care sînt corpuri omogene la scară macrostructurală, betonul prezintă un grad de neomogenitate foarte ridicat (granule, agregate, pori, fisuri etc.), din această cauză formarea şi propagarea microfisurilor are la beton, în opoziţie cu metalele, un caracter aleatoriu. Neomogenitatea macrostructurală a betonului creează un cîmp discontinuu şi aleator al rezistenţelor locale, care în interacţiune cu cîmpul tensiunilor datorat solicitării exterioare determină concentrări locale ale zonelor de microfisurare. Acest caracter discret şi aleatoriu al zonelor periclitate în masa elementului de beton are o importanţă fundamentală în realizarea unui model fizic al betonului. Un astfel de model presupune un ansamblu de elemente constituente legate între ele, fiecare element constituent fiind onogem, elastic, continuu şi izotrop. Mărimile fizice şi mecanice caracteristice (rezistenţe, moduli de deformaţie, etc.) sînt diferite pentru fiecare element constituent, dar satisfac o lege de distribuţie statistică cunoscută. Trebuie menţionat că un astfel de model introduce un grad de „nedeterminism", în sensul că heterogenitatea macrostructurii este modelată printr-o distribuţie aleatoare a elementelor structurale constitutive ; cu alte cuvinte, nu este posibilă cunoaşterea „apriori" a structurii detaliat ci numai a legii şi parametrilor distribuţiei statistice specifice materialului modelat.

A doua caracteristică, esenţială, pentru acest model constă în faptul că cedarea (ruperea) se manifestă ca un proces termodinamic în care microruperile se succed modificînd continuu structura şi bilanţul energetic. Ruperea efectivă se produce într-o situaţie critică, în care procesul de „destrămare" a structurii se accelerează, echilibrul întregului sistem devine labil. Acest proces de cedare se manifestă dinamic chiar pentru încărcări statice, energia potenţială elastică acumulată eliberîndu-se sub forma energiei cinetice şi căldură.

O altă trăsătură a modelului fizic prezentat constă în faptul că diagrama $\sigma - \varepsilon$ nu este o caracteristică invariantă, pentru un beton dat, aşa cum se acceptă în modelele clasice. Curba $\sigma - \varepsilon$ are o alură dependentă de condiţiile ambietale de încărcare, de starea de tensiune şi chiar de forma epruvetei. Pentru modelul fizic prezentat, caracteristicile invariante ale materialului sînt :

a) legea de distribuţie statistică a rezistenţelor locale ;

b) valoarea funcţiei H (entropia sistemului) care caracterizează gradul de dispersare a neomogenităţilor în masa elementului de beton. Astfel, pentru un beton de marcă inferioară valoarea funcţiei H va fi mai mare decît cea corespunzătoare unui beton superior. Valoarea lui H are o pondere însemnată asupra tuturor aspectelor de comportare sub sarcină. Astfel pe măsura ce H creşte, curbele $\sigma - \varepsilon$ devin mai aplatizate, cu ramura descendentă mai pronunţată.

În scopul simulării cu ajutorul calculatoarelor numerice a fenomenului de cedare, modelului fizic i se ataşează modelul matematic constituit dintr-un ansamblu de elemente finite cu proprietăţi elastice. Pentru ca modelul matematic să corespundă cît mai fidel modelului fizic trebuie îndeplinite condiţiile :

a) Dimensiunile elementelor finite să corespundă dimensiunilor elementelor constitutive.

b) Distribuţia caracteristicilor fizico-mecanice ale elementelor finite să corespundă legii de distribuţie statistică caracteristică betonului respectiv. Prima condiţie reclamă un număr foarte mare de elemente finite ceea ce în mod curent nu poate fi realizat (cca $2\,000 \div 10\,000$ elemente). În acest fel comportarea la încărcare a modelului matematic va fi mai puţin entropică şi mai casantă decît cea corespunzătoare modelului fizic. Deoarece se presupune că un element constitutiv este omogen elastic şi izotrop (omogenitate la scară

microstructurală, criteriul de cedare al acestuia se va considera de tip clasic. Pentru ansamblul structurii, criteriul de cedare se va exprima ca un criteriu de instabilitate a echilibrului energetic. Situaţia critică de labilitate poate surveni în două moduri :

1) Formarea unui mecanism, cu eliberarea integrală a energiei cinetice (rupere casantă, explozivă, modificare în salt a configuraţiei geometrice).

2) Divergenţa echilibrului interior, cînd se manifestă o accelerare a ritmului de cedare locală cu scăderea rigidităţii structurii, fără manifestarea fenomenelor cinetice de şoc sau impuls.

În programul COLAPS elaborat pentru elemente de beton, se analizează la fiecare treaptă de încărcare bilanţul energetic şi determinarea încărcării critice de cedare.

În afară de fidelitatea mai mare faţă de natură a procesului de cedare, modelul prezentat are avantajul de a da o formulare unitară problemei de cedare prin rupere în elemente masive de beton sau prin pierderea stabilităţii unei structuri din bare, dacă în ambele cazuri elementele constituitive au proprietăţi elastice liniare.

Utilizarea în viitorul apropiat a unor calculatoare numerice de performanţe mai ridicate, va permite perfecţionarea şi dezvoltarea modelului descris, creîndu-se condiţiile unui salt calitativ în cercetarea şi aplicarea betonului.

BIBLIOGRAFIE

1. Avram, C., Filimon, I., Marinov R., R. Essois concernant la plastification partielle des elements fléchis en bèton. Rev. Sc. Tehn. Serie de Mec. Appliquèc 12/4 1976.
2. Bazant, P. Z. Instability, Ductility and Size Effect in Strein — Softening concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, vol. 102 BMZ, 1976.
3. Berg, I. O. Fiziceskie osnovi teorii procinosti betona i jelezobetona, Gosstroizdat, Moskwa 1961.
4. Chen, A. C., Chen W. F. Constitutive Relations for Concrete. Journal of the Engimeering Mechanics Division, vol. 101, 1975.
5. Cuteanu E., Marinov R., Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor. Ed. Facla Timişoara, 1980.
6. Grozdeev, A. Isledovanie kacestva betona i betonnih soorujenie, Gosstroizdat, 1959.
7. Kupfer, M., Gerstle K., Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses, Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 99, 1975.
8. Marinov R., „Aplicarea metodei elementelor finite la determinarea siguranţei structurilor masive de beton. CNIT, a V-a Conferinţă de betoane, Timişoara, 1972.
9. Marinov R., Cuteanu E., „Simularea fenomenului de rupere a structurilor din beton utilizînd metoda elementelor finite. Primul simpozion Naţional : Aplicaţiile informaticii în proiectarea şi cercetarea de construcţii. Sibiu, 1979.
10. Rasch, C. Spannungs — Dehnungslinien des Betons. Deutsch. Auss. f. Stahlb. H. 154, 1962
11. Rasch H., Sell, R., Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Deutsch. Auss. f. Stahlb .1969

SIMULATION MODEL OF THE FAILURE OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS AND STRUCTURES BY FINITE ELEMENTS

(SUMMARY)

In this paper it is presented a physical model which simulates the failure of the concrete. For this, the concrete member is assumed to be constituted of homogeneous and elastic elements having mechanical properties different each from the other. These constitutive elements have been modelled by means

of Finite Elements. The classical criteria of breacking were assumed in what regards the failure of each constitutive element.

The failure of a member or of the structure is considered to be an unstable state of equilibrium of the sistem of elements modifying as consequence of successive breackings.

The model is of great advantage for the simulation of the aspects characteristic to the failure of concrete such as : the existence of the decreasing zone of the $\sigma - \varepsilon$ curve, the influence of the loading rate, of the test sample dimensions and of the concrete quality.

The model may be used for both the failure and stability (structures constituted of elastic bars) modelling of structures. The failure of the entire structure may occur in two ways : either by the appearence of the mechanism or by the divergence of the equilibrium.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 4 — 1981

CALCUL DES COQUES SPHERIQUES CHARGEES AXISYMETRIQUEMENT UNE SOLUTION À L'AIDE DES DIFFÉRENCES FINIES

PAR

GHEORGHE MOMANU, NICOLAE IONIŢA, AURORA CRACIUNAŞ

1. Premisses

Le problème des coques sphériques surbaissées, d'épaisseur constante, chargées axisymétriquement, dans le régime flexionnel, conduit à un système de deux équations différentielles de $4^{éme}$ ordre chaque [3], [4], [5] :

$$\Delta^4 w - \frac{1}{RK}\Delta^2\Phi = \frac{Z}{K}$$

$$\Delta^4\Phi + \frac{E\delta}{R}\Delta^2 w = 0. \qquad (1\text{ a, b})$$

où les notations ont les significations suivantes :

w — déplacement vertical de la surface médianne de la coque :

Φ — fonction d'efforts de type Airy ;

R — rayon de la surface médianne de la sphère ;

δ — épaisseur de la coque ;

K — rigidité à la flexion de la coque :

E, μ — module d'élasticité et coefficient de Poisson du matériau de la coque ;

Z — charge distribuée actionnant la coque : $Z = Z(r)$;

Δ^2, Δ^4 — opérateurs de Laplace : $\Delta^2 = \frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{d}{dr}$; $\Delta^4 = \Delta^2(\Delta^2)$.

r — distance d'un point quelconque de la surface moyenne à l'axe de la coque, mésurée sur le plan de la base (fig. 1).

Les équations (1 a, b), écrites d'une maniére explicite, ont la forme :

$$\frac{d^4W}{dr^4} + \frac{2}{r}\frac{d^3W}{dr^3} - \frac{1}{r^2}\frac{d^2W}{dr^2} + \frac{1}{r^3}\frac{dW}{dr} - \frac{1}{RK}\left(\frac{d^2\Phi}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{d\Phi}{dr}\right) = \frac{Z}{K}$$

$$\frac{d^4\Phi}{dr^4} + \frac{2}{r}\frac{d^3\Phi}{dr^3} - \frac{1}{r^2}\frac{d^2\Phi}{dr^2} + \frac{1}{r^3}\frac{d\Phi}{dr} + \frac{E\delta}{R}\left(\frac{d^2w}{dr^2}\frac{1}{r}\frac{dw}{dr}\right) = 0. \qquad (2\text{ a, b})$$

Dans l'hypothèse qu'on peut déduire Z d'un potentiel de forces, $Z = -\frac{d\Omega}{dr}$, et en utilisant des fonctions spéciales ayant à la base les fonctions Bessel, une solution du sysètme (2) est donnée en [5].

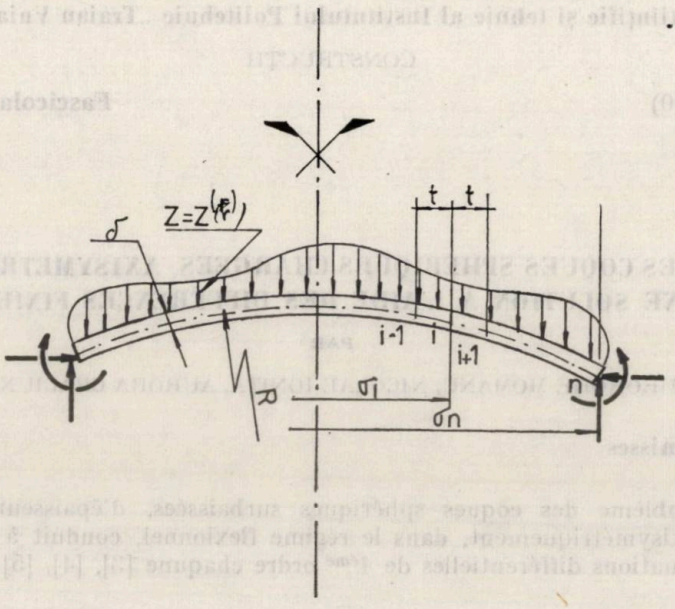


Fig. 1.

L'utilisation pratique de cette solution reste assujétie à la restriction imposée à la charge Z ainsi qu'aux difficultés de calcul apportées par les fonctions spéciales qui réclamant un nombre élevé de décimales pour en obtenir la précision nécessaire.

2. Solution a l'aide des differences finies

Une solution du système (2) l'on peut obtenir en utilisant les différences finies.

A cet effet on trace sur la surface médianne de la coques un réseau de n circonférences obtenues de l'intersection de la sphère avec une série de cylindres circulaires concentriques, équidistants, ayant le même axe que la coque (fig. 2).

L'équidistance est :

$$t = \frac{r_n}{n} \tag{3}$$

où r_n et n sont respectivement : le rayon de la calotte sphèriquecomptée pour la surface médianne — et le nombre de cylindres.

Un méridien de la calotte coupe ces cercles dans les points : $1, \ldots, i-1, i, i+1, \ldots, n$ (fig. 1).

Les équations (2 a, b) écrites en differences finies pour le point i du réseau ont la forme :

$$(1-\lambda i)\, w_{i-2} - \left[2\,(2-\lambda i) + \frac{\lambda^2 i}{2}\,(2+\lambda i)\right] w_{i-1} + 2\,(3+\lambda^2 i)\, wi - \left[2\,(2-\lambda i) + \right.$$

$$\left. + \frac{\lambda^2 i}{2}\,(2+\lambda i)\right] w_{i+1} + (1+\lambda i)\, w_{i+2} - \left[\left(1-\frac{\lambda^2 i}{2}\right)\Phi_{i-1} - 2\Phi i + (1+\lambda i)\,\Phi_{i+1}\right]\frac{t^2}{RK} =$$

$$= \frac{Z_i t^4}{K} \tag{4a}$$

$$(1-\lambda i)\,\Phi_{i-2}-\left[2\,(2-\lambda^2 i)+\frac{\lambda^2 i}{2}\,(2+\lambda i)\right]\Phi_{i-1}+2\,(3+\lambda_i)\,\Phi i-\left[2\,(2+\lambda i)+\right.$$

$$\left.+\frac{\lambda^2 i}{2}\,(2+\lambda i)\right]\Phi_{i+1}+(1+\lambda_i)\,\Phi_{i+2}+\left[\left(1-\frac{\lambda^2 i}{2}\right)w_{i-1}-2wi+(1+\lambda i)\,w_{i+1}\right]\frac{E\delta t^2}{R}=0. \tag{4b}$$

compte tenu de la notation :

$$\lambda_i=\frac{t}{r_i} \tag{5}$$

et de l'expression des dérivées des fonctions w et Φ transcrites en différences finies :

$$\frac{dw}{dr}=\frac{-w_{i-1}+w_{i+1}}{2t}$$

$$\frac{d^2w}{dr^2}=\frac{w_{i-1}-2w_i+w_{i+1}}{t^2} \tag{6a, b, c, d}$$

$$\frac{d^3w}{dr^3}=\frac{-w_{i-2}+2w_{i-1}-2w_{i+1}+w_{i+2}}{2t^3}$$

$$\frac{d^4w}{dr^4}=\frac{w_{i-2}-4w_{i-1}+6w_i-4w_{i+1}+w_{i+2}}{t^4}$$

(Les expressions des dérivées de la fonction Φ, en différences finies, on les obtient en remplaçant w par Φ dans les formules (6)).

Pour chaque point du réseau, 1, ..., n, l'on peut écrire un couple d'équations de type (4). On obtient ainsi un système de 2n équations ayant 2 $(n+4)$ inconnues.

Les 8 inconnues supplémentaires sont : w_{-1}, w_0, Φ_{-1}, Φ_0 et w_{n+1}, w_{n+2}, Φ_{n+1}, Φ_{n+2} qui interviennent quand on écrit les équations (4) dans les points : 1, 2, $n+1$, $n+2$.

Il faut remarquer que les points $n+1$ et $n+2$ n'appartiennent pas à la coque et que le point 0 (origine) est un point singulier de la coque. Pour ce point r_i étant égal à zéro ($r_0=0$) et $\lambda=\infty$, il n'est pas possible d'écrire les équations de type (4).

Dans le but de dépasser la singularité du point 0 et d'avoir la possibilité d'écrire les équations (4) aussi dans ce point on fait l'observation que, suite à la symétrie axiale, les fonctions w et Φ sont, elles aussi, symétriques. Donc, on peut les développer en série autour de l'origine, en tant que fonctions paires.

Ainsi, pour la fonction w on a l'expression :

$$w=w_0+w_0^{II}\frac{r}{2!}+w_0^{IV}\frac{r^4}{4!}+\ldots+w_0^{2p}\frac{r^{2p}}{(2p)!} \tag{7}$$

ayant les dérivées d'ordre $1\div4$:

$$w^{I}=w_0^{I}\frac{r}{1!}+w_0^{IV}\frac{r^3}{3!}+\ldots+w_0^{2p}\frac{r^{2p-1}}{(2p-1)!}$$

$$w^{II}=w_0^{II}+w_0^{IV}\frac{r^2}{2!}+\ldots+w_0^{2p}\frac{r^{2p-2}}{(2p-2)!} \tag{8a, b, c, d}$$

$$w^{III}=w_0^{IV}\frac{r}{1!}+\ldots+w_0^{2p}\frac{r^{2p-3}}{(2p-3)!}$$

$$w_0^{IV}=w_0^{IV}+\ldots+w_0^{2p}\frac{r^{2p-4}}{(2p-4)!}\cdot$$

Si on procède exactement de la même manière avec la fonction Φ, on remplace dans les équations (2) les dérivées des fonctions w et Φ avec leurs expressions données par (8), tout en faisant $r=0$, il en résulte les équations suivantes :

$$\frac{8}{3} w_0^{IV} - \frac{2}{RK} \Phi_0^{II} = \frac{Z_0}{K} \qquad (9a, b)$$

$$\frac{8}{3} \Phi_0^{IV} + \frac{2E\delta}{R} w_0^{II} = 0.$$

Les équations (9a, b), écrites elles aussi en différences finies, compte tenu de la symétrie qui conduit à :

$$w_{-2} = w_2 \; ; \; w_{-1} = w_1 \qquad (10a, b)$$

et

$$\Phi_{-2} = \Phi_2 \; ; \; \Phi_{-1} = \Phi_1 \qquad (10'a, b)$$

donnent à la fin :

$$\frac{16}{3} (3w_0 - 4w_1 + w_2) + (\Phi_0 - \Phi_1) \frac{4}{RK} l^2 = \frac{Z_0 l^4}{K} \qquad (11a, b)$$

$$\frac{16}{3} (3\Phi_0 - 4\Phi_1 + \Phi_0) - (w_0 - w_1) \frac{4E\delta l^2}{R} = 0.$$

En ajoutant les équations (11) aux équations (4) compte tenu aussi de rélations (10) et (10'), on obtient un système de $2(n+1)$ équations ayant $2(n+3)$ inconnues : w_0, $w_1 \ldots w_n$, w_{n+1}, w_{n+2} et Φ_0, $\Phi_1 \ldots \Phi_n$, Φ_{n+1}, Φ_{n+2}.

Pour compléter le système d'équations qui résout le problème sont nécessaires encore 4 équations. Elles sont obtenues en utilisant les conditions initiales sur le rebord inférieur de la coque. Ces conditions s'expriment en efforts et déformations. Il en résulte donc, que les expressions des efforts et des déformations, [1], [3], [4], [5], doivent être transcrites d'abord en differences finis, [2].

Une fois déterminées les valeurs des fonctions w et Φ dans les points du réseau, l'on peut obtenir les valeurs des efforts et des déformations dans tout point du même réseau.

Pour le point 0 (origine), avant la transcription des expressions des efforts et déformations en différences finies, il faut d'abord remplacer les dérivées de fonctions w et Φ avec leurs expressions données par (8) et de faire ensuite $r=0$, [2].

3. Conclusions

a. — La solution présentée est générale pour le cas mentionné et ale mérite d'une application extrêmement simple ;

b. — La precision de la solution est celle du procédé des différences finies ;

c. — Le cas des charges concentrées peut aussi être traité en remplaçant ces charges par des charges distribuées équivalentes.

Remarque. — Dans quelques-un es de nos prochaines notes on exposera, entre autres, tout en tenant compte de certains résultats récents [6], [7], [8], le problème de stabilité des coques de formeset de conditions d'appui différentes.

BIBLIOGRAPHIE

1. Cernina V. S. : Statika tonkostennîh obolocek vraşcenia (Izdatel'stvo „Nauka", Moskva, 1968).
2. Momanu Gh. : Plăci curbe subţiri rezemate pe medii elastice avînd aplicaţii la fundaţiile construcţiilor (Teză de doctorat, Institutul Politehnic Iaşi).
3. Soare M. : Aplicarea ecuaţiilor cu diferenţe finite la calculul plăcilor curbe subţiri (Editura Academiei R.S.R., Bucureşti, 1968).
4. Sollazzo A. : Il calcolo della cupola sferica rovescia su appoggio elastico (Tecnica italiana, nr. 4, 1967).
5. Timoshenko S. P., Woinowsky-Krieger S. : Teoria plăcilor plane şi curbe (Editura tehnică, Bucureşti, 1968).
6. Argyris Iohn H., Dunne P. C. : Post-buckling finite element analysis of circular cylinders under end-load (Forsch. Ingenieurw., 1978, 44, 3, 69—74).
7. Destuvnder Philippe : Théorème d'existence pour les modèles de membranes en théorie des coques. (C. r. Acad. sci., 1979, AB 289, 3, A249—A252).
8. Binkevich E. V., Dziuba A. P., Levitina L. D., O proektirovanii vypuklo-vognutogo dnishcha minimal'nogo vesa (Prochnist' i dolgovechnost' kostruktsii, Izd. Naukova Dumka, Kiev, 1980, 89—94).

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) **Fascicola 1 — 1981**

PAGINI DIN ISTORIA CONSTRUCŢIILOR

DE

I. MUNTEANU

1. Istoria construirii este concretizată în clădirile şi în construcţiile existente, unele mai vechi, altele mai recente, unele scoase din uz, altele perfect exploatabile. De istoria construirii este legată şi istoria mecanicii construcţiilor, a calculului structurilor.

*

Ideea de a construi are la baza sa satisfacerea mai multor cerinţe, bine cunoscute probabil de totdeauna şi anume, o construcţie trebuie să fie utilă, rezistentă, estetică şi economică. În contextul servirii acestor aspecte, cu timpul s-au dezvoltat discipline între care, în cele de faţă, deosebim pe cele ce servesc în primul rînd partea de rezistenţă a construcţiei, adică disciplinele legate de calculul structurilor.

*

La început s-a construit pe bază de intuiţie, empiric, pornind de la modele de construcţii realizate şi utilizînd rezultatele observaţiilor asupra comportării în timp, inclusiv a studierii eşecurilor şi defectelor acestor construcţii. Acesta este un proces îndelungat dar inevitabil şi deci necesar şi el a permis crearea unui fond de cunoştinţe substanţiale, verificate şi deci aplicabile.

De-alungul acestei dezvoltări a ingineriei de construcţii cunoaşterea ştiinţifică şi cea tehnică au avut drumuri nu neapărat comune şi numai în ultimul timp ele se intercondiţionează şi se ajută în mod organizat. Tehnica a fost solicitată totdeauna să rezolve imediat ceva concret, ştiinţa s-a dezvoltat şi fără asemenea solicitări imediate. În această perioadă se remarcă pe de o parte nivelul avansat al matematicii şi al fizicii, pe de alta aspectul de început al calculului şi dimensionării construcţiilor. În această perioadă matematica a stimulat dezvoltarea teoriei şi calculului construcţiilor, iar astăzi se dă o tot mai mare atenţie ideii că „o bună teorie asigură o practică eficientă" şi se fac investiţii susţinute în acest mod de a vedea lucrurile.

Legile empirice, obţinute prin experienţă şi observaţii, acumulîndu-se permanent, iar problemele de rezolvat îmbogăţindu-se şi cerînd soluţionări tot mai rafinate, au condus la necesitatea de a cerceta în scopul de a înlocui aceste legi empirice cu „legi de cunoaştere a ştiinţelor naturii" specifice construcţiilor şi pentru a le pune în valoare. În aceste condiţii, de mai bine de un secol, calculul construcţiilor se dezvoltă continuu şi astăzi se poate vorbi despre o teorie a calculului structurilor, în care concură eficient, stimulîndu-se reciproc, aspectul fizic al problemei cu cel al calculului numeric. În felul acesta, cu timpul s-au obţinut rezultate pozitive în alegerea şi perfecţionarea modelului de calcul corespunzător structurii reale, în scrierea relaţiilor matematice pe baza

condițiilor mecanice ale problemei și în soluționarea numerică a ei. Citirea, interpretarea din punct de vedere fizic și utilizarea acestor rezultate numerice în lucrări concrete revin inginerului constructor, în particular celui de structuri.

În acest fel în mecanica structurilor s-au făcut progrese interesante și utile, permanent. Astăzi, aceste activități se pot grupa pe două direcții și anume : se perfecționează teoriile de calcul al structurilor, făcîndu-le mai corecte și mai complete, pe baza unor modele fizice și a unor formulări matematice mai apropiate de rezultatele corespunzătoare realității și apoi, problemele de calcul numeric izvorîte din cele de mai sus se soluționează într-o măsură tot mai exactă și tot mai rapidă.

2. Mecanica structurilor lucrează cu forțe și deplasări, cu eforturi și deformații.

Condițiile fizice, de echilibru al forțelor sau/și de compatibilitate a deplasărilor, sînt luate în considerație în mod tot mai complet, iar exprimarea lor se face, după caz, sub forma dată de mecanica clasică sau sub forma modernă, utilizînd lucrul mecanic.

Exprimarea matematică a problemelor mecanicii structurilor s-a făcut de la caz la caz, după problemă și conform cu complexitatea ei, cu ecuații diferențiale, utilizînd derivate totale sau parțiale, prin calcul variațional, vectorial și tensorial etc. Deoarece inginerul trebuie și dorește să concretizeze toate rezultatele obținute în domeniul problemei sale, pe seama modelului fizic al acesteia și pentru a realiza această dorință, el a fost obligat să evite dificultățile de calcul propriu-zis, inerente formulărilor menționate și să utilizeze larg calculul numeric, să folosească elementele discrete și diferențele finite și să scrie aceste calcule numerice sub forma matriceală, dovedită ca remarcabilă prin sistematica și conciziunea sa ca și prin eficiența pe care o oferă în efectuarea pe cale automată a calculelor.

3. Referindu-ne la bazele teoretice ale mecanicii structurilor apreciem că legile echilibrului sînt cunoscute și utilizate deja de primii oameni care au construit. În ceea ce privește exprimarea echilibrului, aceasta poate fi găsită fie sub forma directă a echilibrului forțelor, dată de Galilei și Newton, fie sub forma indirectă a acestuia cu evidențierea deplasărilor corespunzătoare.

Importanța deosebită a principiului deplasărilor virtuale și a aplicării lui în mecanica corpului solid a fost apreciată complet după apariția cărții „Mécanique analitique" a lui Lagrange, în 1788. Mai devreme sau mai tîrziu acest principiu trebuia și a pătruns și în mecanica corpului elastic sau a celui general deformabil ; a apărut astfel noțiunea de lucru mecanic al forțelor elastice, sau al eforturilor. Astfel, în 1833, Poisson a aplicat acest principiu la structuri formate din zăbrele și a deschis drum pentru lucrări ulterioare.

Etapa următoare, remarcabilă, în teoria corpului elastic, descoperea principiul reciprocității lucrurilor mecanice. În 1857, Cochi deduce, din considerații pur matematice, teorema ce-i poartă numele, care premerge pe Maxwell care, în 1864, descoperă proprietățile reciprocității deplasărilor unitare. Mai tîrziu s-au adus dezvoltări și generalizări acestei reciprocități. Astfel, în 1872, Betti aduce justificarea teoretică a principiului reciprocității lucrurilor mecanice pentru un corp elastic, sub forțe superficiale, volumice și de inerție și exprimă lucrul mecanic în eforturi unitare și deformații specifice. El a tras o serie de concluzii foarte importante pentru teoria elasticității, care, cu viziunea și cunoștințele de mai tîrziu pot fi generalizate la fenomene electrice, hidraulice etc. Această extindere este posibilă deoarece teorema lui Betti se referă la eforturi și deformații elastice, legate între ele liniar, la un corp izotrop, sistemul fiind conservativ.

Rayleigh, cu circa 2 ani mai tîrziu şi probabil, independent de Maxwell şi Betti ajunge şi publică concluzii similare cu privire la reciprocitatea deplasărilor, forţelor şi lucrurilor mecanice.

Menţionăm apoi că, în 1875 şi 1879 Castigliano publică lucrări în care se ocupă mai ales de proprietăţile energiei potenţiale la corpurile elastic deformabile.

Alături de aceşti oameni de seamă din ale căror realizări am evidenţiat mai ales pe cele de mecanica aplicată în construcţii, menţionăm pe cei care au dezvoltat şi prelucrat aparatul matematic propriu-zis în mod corespunzător pentru a oferi instrumentul adecvat unei eficienţe maxime. Astfel, s-a ajuns la calculul numeric sub forma diferenţelor finite şi a diferitelor variante de calcul, sau — mai recent — la apariţia şi perfecţionarea automatelor de calcul numeric.

4. În ţara noastră s-a acordat o atenţie deosebită problemelor de mecanica aplicată şi în special celor de mecanica structurilor. Astfel, principiul deplasărilor virtuale a fost introdus şi utilizat cu multă receptivitate (la calculul cadrelor deplasabile, la construirea liniilor de influenţă la grinzile static determinate), dezvoltarea metodelor generale pentru soluţionarea structurilor hiperstatice a fost făcută înaintea multor ţări chiar avansate industrial, s-au obţinut rezultate interesante în calculul post-elastic al cadrelor plane, s-au studiat structurile spaţiale (indiferent de alcătuire şi tip) în domeniul elastic cu utilizarea largă a formulărilor matriceale şi în vederea exploatării automatelor de calcul cifrice etc.

*

Referindu-ne la învăţămîntul tehnic superior din România, acesta a fost independent organizat în 1867 cînd a fost înfiinţată „Şcoala de poduri, şosele şi mine", devenită ulterior „Şcoala naţională de poduri şi şosele din Bucureşti" şi apoi „Scoala politehnică din Bucureşti". Astăzi învăţămîntul superior de construcţii este reprezentat, în principal, prin Institutul de construcţii din Bucureşti şi prin Facultăţile de construcţii din Iaşi, Timişoara şi Cluj-Napoca.

După organizarea din anul 1881 a Şcolii naţionale de poduri şi şosele, găsim separat „Mecanica aplicată — curs de Rezistenţa materialelor şi Stabilitatea construcţiilor" şi cursul „Statica grafică". Sub această formă cele două discipline s-au menţinut pînă în anul 1924 cînd au fost contopite. În anul 1948 problemele de Statica, stabilitatea şi dinamica construcţiilor au fost separate de cele de Rezistenţa materialelor şi Teoria elasticităţii, în cursuri independente. Acest fapt a influenţat în mod pozitiv dezvoltarea calculului structurilor şi în general a ingineriei în construcţii, conform cu necesităţile şi posibilităţile moderne.

Dacă ne referim la ultimii circa 25 de ani de activitate în domeniul calculului structurilor, constatăm că studiile au evoluat de la calculul cadrelor plane, simple şi etajate, efectuate prin metoda aproximaţiilor succesive, la cel al cadrelor spaţiale, soluţionate prin metoda elementului finit pe baza modelului deplasărilor şi cu soluţionarea numerică pe bază de program şi automate de calcul. Din necesităţi de calcul numeric, cadrele erau considerate cu noduri fixe şi cu noduri deplasabile şi pe această temă s-a desfăşurat o bogată activitate de cercetare şi s-a publicat o variată literatură de specialitate. Astăzi, această concepţie este pe punctul de a dispare, deoarece soluţionarea pe baza utilizării elementului finit şi a exploatării calculatoarelor automate nu mai necesită o asemenea separare. Concepţia de astăzi dezvoltă metoda de calcul pentru a fi generală şi atotcuprinzătoare, indiferent de tipul, forma sau alcătuirea structurii.

5. Cerințele de astăzi ale calculului structurilor, așa cum se impune de către proiectare, fac ca problemele statice, dinamice și de stabilitate să fie abordate și soluționate împreună. În acest context calculul făcut de către inginerul de structuri urmărește rezolvarea cel puțin a uneia din problemele : determinarea eforturilor, a deformațiilor și deci și a deplasărilor statice și/sau dinamice, determinarea perioadelor proprii de vibrație, a forțelor critice de pierdere a stabilității sau a forței ultime într-un calcul plastic etc. Soluționarea unor asemenea probleme presupune cunoașterea unui ansamblu de elemente referitoare la structura de rezistență, (tip și formă, alcătuire și mod de legare ; modelare), material, (caracteristici fizice și comportare în timp, sub sarcini statice, dinamice), acțiuni (statice, dinamice, valori și mod de manifestare), metoda de calcul (legi mecanice, formulări matematice), calcul numeric (echipament, acurateță, rapiditate).

Structura este reprezentată prin schema pe care o utilizăm în calcul. Pe de o parte structura a evoluat, în timp, de la forme și tipuri simple și robuste la structuri tot mai suple și mai complexe, pe de altă parte schematizarea acestora a evoluat, de asemenea, de la scheme simpliste și simplificate față de realitate, pînă la scheme tot mai apropiate de aceasta. Simplificările făcute se referă la eliminarea sau neglijarea dintre elementele de structură a unor legături apreciate ca fiind de importanță mai redusă și discretizînd, astfel, ansamblul în structuri mai simple, dezvoltate în plan sau chiar și numai monoaxial. În felul acesta se simplifică calculele, care se pot termina mai repede, dar se introduc aproximări inerente și astfel se influențează asupra gradului de siguranță pe care-l oferă structura proiectată și pe care nu-l vom cunoaște înainte de exploatarea ei, neavînd cu ce compara modul în care ea răspunde acțiunilor ce o solicită.

*

Acțiunile naturii asupra construcțiilor și deci asupra structurilor de rezistență ale acestora sînt luate în considerație tot mai complet, atît în ceea ce privește modul lor de manifestare cît și ca valori. Studii recente prevăd cunoașterea și introducerea lor în lucrare în mod probabilistic. Pe de altă parte, necesități practice obligă la lărgirea cunoașterii manifestărilor naturii — sub toate aspectele — asupra unor construcții moderne (clădiri înalte, structuri eoliene etc.) ; între acestea considerăm efectul vîntului, comportarea unor pămînturi la acțiuni seismice, valurile mării etc.

*

Materialul din care este executată structura pune probleme prin modul lui de comportare și prin valorile caracteristicilor sale fizice. Constanța sau degradabilitatea lui, în timp și sub sarcini, sînt aspecte care astăzi sînt considerate cu atenție deosebită și luate în calcul în mod adecvat în programele de calcul automat. Comportarea elastică, elasto-plastică sau plastică este de asemenea o problemă care preocupă și interesează.

*

Metoda de calcul a mecanicii structurilor consideră în mod unitar toate elementele problemei — de schemă a structurilor, de acțiuni și de material — rezultatele obținute fiind în funcție de încadrarea fiecăruia din aceste elemente în ipoteze mai mult sau mai puțin largi și verificate. Acuratețea acestor rezultate este în concordanță cu nivelul de cunoaștere și cu cantitatea de informații privind aspectul fizic al problemei.

Un interes sporit și explicabil se acordă astăzi valorificării automatelor de calcul. Explicabil pentru că acestea își dovedesc eficiența în mod larg în soluționarea problemelor mecanicii structurilor, atît a celor cunoscute în mod curent cît și a celor izvorîte în context cu cerințele economiei moderne.

Deoarece efectuarea calculelor numerice nu mai constituie astăzi un impediment pentru cercetătorul din mecanica structurilor, acesta este stimulat să facă investigații numeroase și variate, în probleme care pînă acum erau stopate, amînate sau nepuse. Această situație a lărgit sfera de activitate, diversificînd specializările și creînd o efervescență în jurul schematizărilor tot mai rafinate ale structurilor și a considerării lor tot mai apropiate de realitate, a abordării generale a problemei de calcul, din punctul de vedere al metodei și pentru stabilirea de algoritmi și programe de calcul pentru întreaga problemă a proiectării.

Actuala tehnică de calcul numeric automat poate soluționa orice problemă din mecanica structurilor, cu condiția ca ea să fie pusă sub forma unui algoritm. În ceea ce privește soluționarea numerică a problemei matematice, aceasta interesează prin gradul de exactitate de calcul numeric pe care-l realizează și prin rapiditatea oferirii rezultatelor cerute. Ea depinde de instrumentul de calcul numeric utilizat deci de eficiența pe care aceasta o asigură în lucru. Nu vom insista dar, este evident că, aici trebuie menționat efectul stimulator al ramurii construcțiilor asupra realizării de echipamente de calcul automat, de tipuri și calități specifice.

*

* *

6. Nu se poate că în tot acest complex de istorie a construcțiilor să nu se constate colaborarea dintre teoreticieni și practicieni, dintre matematicieni, fizicieni, mecanici, oameni de specialitate în construcții etc. precum și apariția și apoi diversificarea și individualizarea unor discipline și profesiuni noi, specifice și specializate în tot atîtea aspecte, teoretice și practice, ale ramurii construcțiilor și în mod anume, ale ingineriei de structuri.

Pe planul profesional, un inginer de structuri efectuează următoarele lucrări : formulează problema de studiu pe care o are, într-un algoritm de calcul ; face schema logică a rezolvării acestuia ; dă indicații și-și exprimă anumite dorințe în legătură cu programul și cu rezultatele pe care le scontează ; formează lista datelor problemei ; citește și verifică rezultatele ieșite din calculator, sub aspect ingineresc ; interpretează aceste rezultate prin prisma problemei sale de structuri etc. Din literatura de specialitate se constată că soluția optimă privind aceste aspecte constă în formarea și utilizarea unui corp de ingineri, de programatori și de operatori cu cunoștințe de structuri de construcții, de matematici, de programare și de exploatare a compiuterului. Constatăm că sîntem puși în fața unor probleme de noi specialități care impun pregătiri anume, în facultate și în liceele de construcții.

Astăzi, în prezența calculatorului electronic și a programelor specializate pe probleme de calculul structurilor se fac numeroase și variate studii care se impun prin preocupările moderne ale ingineriei de structuri, cum sînt : analize structurale menite să pună în evidență comportarea și avantajele diferitelor tipuri de structuri, analiza siguranței structurilor pe seama conceptelor probabiliste, optimizarea — pe diferite criterii — a structurilor prin analize și sinteze structurale, simulări și experimentări numerice sub sarcini, în timp etc.

*

Îmbogățirea cerințelor și posibilităților din domeniul mecanicii structurilor face ca astăzi, pe plan didactic, problemele aferente celor de mai sus să fie abor-

date în mod unitar în cadrul cursului de statica, dinamica și stabilitatea structurilor. În felul acesta metoda de calcul este prinsă în mod general și este capabilă să rezolve orice problemă de structură de rezistență din construcții, formulînd-o clar și concis, cu utilizarea calculului matriceal, în vederea soluționării numerice manuale sau automate. În completare la acest curs, se impune cursul opțional ce se ocupă de utilizarea calculatorului automat în vederea optimizării calculului structurilor.

*

* *

7. În concluzie, se dovedește odată în plus că inginerul constructor alimentat în același timp de tehnică și de știință, le dezvoltă pe amîndouă, punînd abstractizarea în serviciul concretului și făcînd ca omul să dovedească în mod efectiv, de-a lungul anilor, că este stăpînul mediului înconjurător. El aplică în mod creator rezultatele fizicii și matematicii pentru a transforma resursele oferite de natură în construcții utile, rezistente și estetice, la dispoziția omului.

BIBLIOGRAFIE

1. George St. Andonie: Istoria matematicii în România ; Istoria matematicilor aplicate clasice din România, București, 1971.
2. J. M. Rabinovici: Curs stroitelnoi mehan.chi, Moscova, 1954.
3. P. S. Timoshenko History of Strengh of Materials, New York, 1935.
4. Al. Gheorghiu, M. Petrescu: Aspecte din dezvoltarea mecanicii construcțiilor, București, 1968
5. I. Munteanu: Calculul structurilor spațiale în formulare matriceală, Timișoara, 1973

DE L'HISTOIRE DU GÉNIE CIVIL

RÉSUMÉ

L'auter fait état des problèmes et des aspects les plus soisissants de l'histoire du génie civil, une attention spéciale étant accordée aux qui relèvent de la mécanique des stuctures de construction. On y traite de la série de lois et de principes appliqués dans le domaine des constructions, depuis l'équilibre et la téorie de l'élasticité, aux déplacements virtuels et la réciprocité du travail mécanique virtuel ; on présente ensuite l'évolution connue par la notion de structure et les réalisations concernant la solution des structures dans l'espace et à l'aide des ordinateurs. Enfin, on montre les conditions modernes dans lesquelles la statique, la dynamique et la stabilité des structures sont sollicitées à résoudre de façon unitaire les problèmes de l'ingénieur en structures.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

COMPORTAREA LA STRĂPUNGERE A PLĂCILOR ÎN ZONA DE MARGINE A PLANŞEELOR DALĂ

DE

I. TERTEA, G. VIOREL

Avantajele tehnico-economice, recunoscute ale planşeelor dală justifică extinderea utilizării acestora în construcţii.

Încercările privind comportarea la străpungere a plăcilor în zonele de rezemare pe stîlpii intermediari au condus la elaborarea unor recomandări pentru armarea corespunzătoare a acestor zone.

Mai puţin abordată în literatura de specialitate este comportarea la solicitări a zonelor marginale a planşeelor dală.

În cele ce urmează se face o analiză a evaluării capacităţii portante la străpungere a plăcilor rezemate pe stîlpi marginali, însoţită de o comparaţie a rezultatelor calculului cu cele obţinute în urma încercărilor (pe modele la scara 1 : 2) efectuate în acest scop. Programul experimental a permis totodată formularea unor observaţii privind comportarea în exploatare a îmbinării placă-stîlp sub acţiunea concomitentă a forţei axiale şi a momentului încovoietor.

1. Evaluarea capacităţii portante la străpungere

Capacitatea portantă la străpungere a dalei în zona de rezemare pe stîlp se poate determina [1, 2, 3] pornind de la verificarea la forfecare, sub acţiunea forţei concentrate P şi a momentului încovoietor M, a secţiunii critice a zonei. Secţiunea critică este considerată perpendiculară pe planul median al plăcii şi situată la distanţa $\frac{h_0}{2}$ de conturul real sau echivalent pe care se aplică încărcarea (h_0 fiind înălţimea utilă a plăcii).

Admiţînd în această secţiune o variaţie liniară a eforturilor unitare tangenţiale pe direcţia de acţiune a momentului încovoietor M (fig. 1) şi limitînd

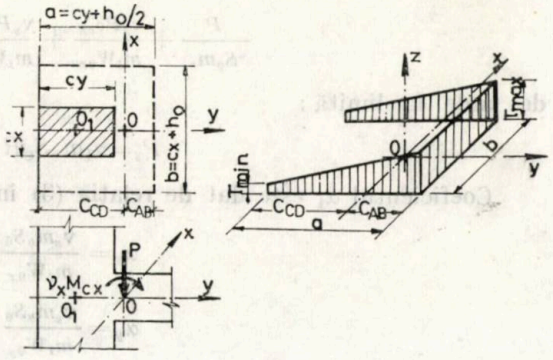


Fig. 1. Variaţia efortului unitar τ în secţiunea critică sub acţiunea forţei P şi a momentului $\nu_x M_{cx}$.

valoarea efortului unitar tangențial maxim τ_{max} la o rezistență a betonului, de tipul rezistenței la întindere, notată în general cu R_s, putem scrie :

$$\tau_{max}=\frac{P}{A}\frac{\nu_x M_{cx} t_x}{I_{0x}}+\frac{\nu_y M_{cy} t_y}{I_{0y}}\leqslant R_s \tag{1}$$

de unde la limită, capacitatea portantă P_s rezultă :

$$P_s=\alpha_1 A R_s \tag{2}$$

în care

$$\alpha_1=\frac{1}{1+\alpha_x e_{cx}+\alpha_y e_{cy}} \tag{3}$$

iar coeficienții geometrici ai secțiunii critice α_x, α_y au expresiile

$$\alpha_x=\frac{\nu_x A t_x}{I_{0x}}$$
$$\alpha_y=\frac{\nu_y A t_y}{I_{0y}} \tag{4}$$

Notațiile folosite au semnificația :

P, M (M_x, M_y) – forța concentrată, respectiv momentul încovoietor în centrul de greutate al stîlpului ;

M_c (M_{cx}, M_{cy}) – momentul încovoietor în centrul de greutate al secțiunii critice ;

ν (ν_x, ν_y) – coeficientul care exprimă fracțiunea din momentul încovoietor ce se transmite printr-un efect echivalent de forță tăietoare ;

I (I_{0x}, I_{0y}) – caracteristică geometrică a secțiunii critice analoagă momentului de inerție polar ;

t (t_x, t_y) – distanța de la punctul de pe secțiunea critică în care se determină efortul de forfecare, pînă la centrul de greutate al acesteia ;

A – aria secțiunii critice ;

e_c (e_{cx}, e_{cy}) – excentricitatea încărcării față de centrul de greutate al secțiunii critice.

V. Petcu [7, 8] deduce capacitatea portantă la străpungere a dalei sub acțiunea simultană a forței concentrate P și a momentului încovoietor M, plecînd de la limitare la valoarea R_t, a efortului unitar normal paralel cu axa stîlpului, determinat prin analogie cu compresiunea excentrică :

$$\frac{P}{S_0 m_b}+\frac{\nu_x P e_{cx}}{m_t W_{0x}}+\frac{\nu_y P e_{cy}}{m_t W_{0y}}\leqslant R_t \tag{5}$$

de unde la limită :

$$P_s=\alpha_1 m_b S_0 R_t. \tag{6}$$

Coeficientul α_1 este dat de relația (3) în care :

$$\alpha_x=\frac{\nu_x m_b S_0}{m_t W_{0x}}$$
$$\alpha_y=\frac{\nu_y m_b S_0}{m_t W_{0y}}. \tag{7}$$

Notaţiile introduse în relaţiile de mai sus sînt :

m_b, m_i – coeficienţi ai condiţiilor de lucru a betonului întins, pe suprafaţa laterală a tronconului de străpungere, la acţiunea forţei concentrate (m_b = =0,135) respectiv la acţiunea momentului încovoietor (m_i=0,432) ;

W_0 (W_{0x}, W_{0y}) – modulul de rezistenţă al suprafeţei S_0 ;

S_0 – aria proiecţiei suprafeţei laterale a tronsonului de străpungere pe planul median al plăcii ;

Diametrele bazelor tronconului de străpungere sînt exprimate de Petcu [7, 8] după cum urmează :

– diametrul bazei mici d, în funcţie de latura stîlpului pătrat c,

$$d=2r=1{,}27\ c \tag{8}$$

– diametrul bazei mari D, în funcţie de coeficientul de armare al dalei μ :

$$D=2R=d+2h_0\ (1+30\ \mu)\ \text{pentru}\ \sqrt{\mu}<0{,}01$$

$$D=2R=d+8h_0\ \text{pentru}\ \mu>0{,}01. \tag{9}$$

Se observă că relaţiile (2) şi (6) sînt identice dacă notăm $S_0=A$ şi $m_b R_t=R_s$, semnificaţia factorilor fiind cea precizată în literatura de referinţă.

În fig. 2 este prezentată, în diferite accepţiuni, semnificaţia secţiunii critice iar în tabelul 1 relaţiile pentru calculul caracteristicilor sale geometrice.

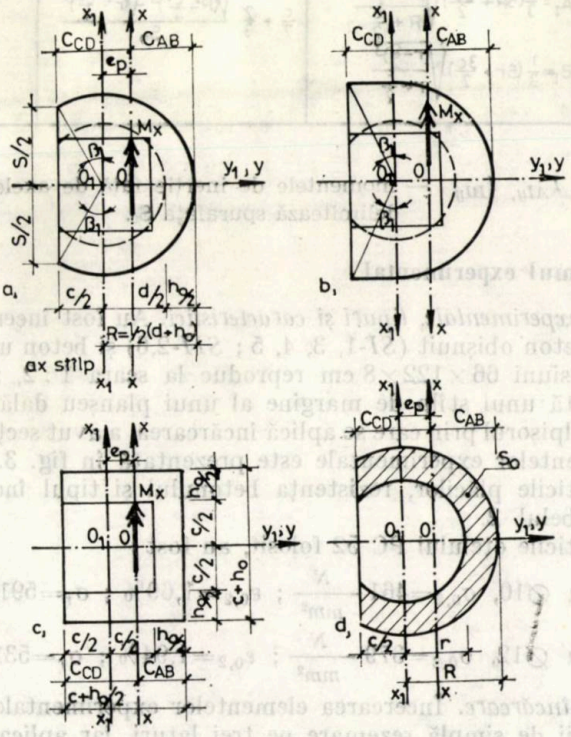


Fig. 2. Caracteristicile secţiunii critice : a-STAS [1], b-CEB [2], c-ACI [3], d-Petcu [8].

Bibliografia de referință	Perimetrul p și aria A (S_0) a secțiunii critice	Distanțe de la centrul de greutate la extremitățile secțiunii critice	
		C_{CD}	C_{AB}
1	2	3	4
STAS 10107/0-76 revizuit [1]	$p=2\pi R-\frac{2}{3}\sqrt{\frac{R-\frac{c}{2}}{R+\frac{c}{2}}}(5R+\frac{c}{2})$ $A=ph_0$	$\frac{c}{2}+\frac{3R(R+\frac{c}{2})\sqrt{R-\frac{c}{2}}}{3\pi R\sqrt{R+\frac{c}{2}}-\sqrt{R-\frac{c}{2}}(5R+\frac{c}{2})}$	$R-\frac{3R(R+\frac{c}{2})\sqrt{R-\frac{c}{2}}}{3\pi R\sqrt{R+\frac{c}{2}}-\sqrt{R-\frac{c}{2}}(5R+\frac{c}{2})}$
CEB [2]	$p=c+\pi R$ $A=ch_0+\pi Rh_0$	$\frac{c^2+\pi Rc+8R^2}{4p}$	$\frac{4cR+c^2+4\pi R^2-8R^2}{4p}$
ACI [3]	$p=3c+2h_0$ $A=3ch_0+2h_0^2$	$\frac{(c+\frac{h_0}{2})(2c+\frac{3h_0}{2})}{p}$	$\frac{(c+\frac{h_0}{2})^2}{p}$
V Petcu [8]	$A=\pi(R^2-r^2)-A_1+B_1$ $A_1=\frac{1}{3}(5R+\frac{3c}{2})\sqrt{\frac{(R-\frac{c}{2})^3}{R+\frac{c}{2}}}$ $B_1=\frac{1}{3}(5r+\frac{3c}{2})\sqrt{\frac{(r-\frac{c}{2})^3}{r+\frac{c}{2}}}$	$\frac{c}{2}+\frac{2}{3}\frac{\sqrt{(R^2-\frac{c^2}{4})^3}-\sqrt{(r^2-\frac{c^2}{4})^3}}{S_0}$	$\frac{c}{2}+R-C_{CD}$

Notă :

I^*_{AIx}, I^*_{BIx}, I_{AIy}, I_{BIy} — momentele de inerție față de axele x și y a segmen delimitează spurafața S_0.

2. Programul experimental

Elemente experimentale, tipuri și caracteristici. Au fost încercate 12 elemente realizate din beton obișnuit (*SI*-1, 3, 4, 5 ; *SII*-2,6) și beton ușor (S_u *II*-1...6) a căror dimensiuni $66\times122\times8$ cm reproduc la scara 1 : 2, zona de moment negativ aferentă unui stîlp de margine al unui planșeu dală avînd trama de $5{,}5\times5{,}5$ m. Stîlpișorul prin care se aplică încărcarea, a avut secțiunea 10×10 cm. Armarea elementelor experimentale este prezentată în fig. 3.

Caracteristicile plăcilor, rezistența betonului și tipul încărcării sînt prezentate în tabelul 2.

Caracteristicile oțelului PC 52 folosit, au fost :

pentru ∅10, $\sigma_{0,2}=461\frac{N}{mm^2}$; $\varepsilon_{0,2}=1{,}69\%$; $\sigma_r=591{,}8\frac{N}{mm^2}$

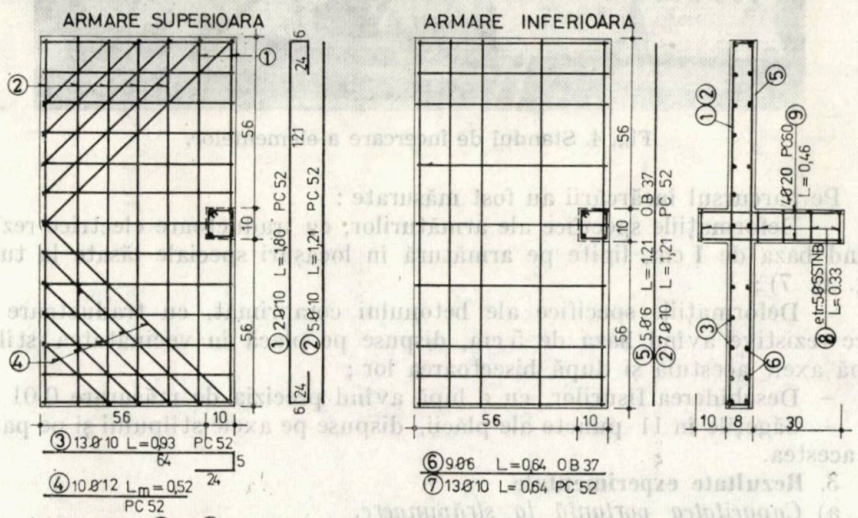
pentru ∅12, $\sigma_{0,2}=379\frac{N}{mm^2}$; $\varepsilon_{0,2}=1{,}94\%$; $\sigma_r=531{,}9\frac{N}{mm^2}$.

Modul de încărcare. Încercarea elementelor experimentale (fig. 4) s-a realizat în condiții de simplă rezemare pe trei laturi, iar aplicarea încărcării pe stîlp de jos în sus s-a făcut prin intermediul unui papuc metalic, care a permis modificarea mărimii și direcției excentricității forței.

geometrice ale secțiunii critice *Tabelul 1*

Momente de inerție	Coeficienți geometrici $e < e_p$		$e > e_p$
	α_x	α_y	$\alpha_x = \alpha_y$
5	6	7	8
$I_{ox} = R^3 h_o \left(\frac{\pi}{2} + \beta_1 - \frac{1}{2}\sin 2\beta_1\right) - A\, e_p^2 + R(\pi + 2\beta_1)\frac{h_o}{12}$ $I_{oy} = R^3 h_o \left(\frac{\pi}{2} + 2\beta_1 + \frac{1}{2}\sin 2\beta_1\right) + R(\pi + 2\beta_1)\frac{h_o^3}{12}$		$\frac{\vartheta_y A}{I_{oy}}\left(\sqrt{e^2 - \frac{c^2}{4}} - \frac{e_p}{\sqrt{2}}\right)$	$\frac{\vartheta A}{I_{ox}}\left(\frac{R - e_p}{\sqrt{2}}\right)$
$I_{ox} = \frac{\pi}{2} R^3 h_o - \pi R h_o \frac{4R^2}{\pi^2} + \pi R h_o \left(\frac{2R}{\pi} - e_p\right)^2 + \frac{c^3 h_o}{48} + c h_o \left(e_p + \frac{c}{4}\right)^2 + \pi R \frac{h_o^3}{12} + \frac{c h_o^3}{12}$ $I_{oy} = \frac{\pi}{2} R^3 h_o + c h_o R^2 + \pi R \frac{h_o^3}{12}$	$\frac{\vartheta_x A}{I_{ox}} C_{CD}$	$\frac{\vartheta_y A}{I_{oy}} C_{AB}$	
$I_{ox} = \frac{2h_o}{3}(C_{CD}^3 + C_{AB}^3) + h_o(c + h_o)C_{AB}^2 + (c + h_o)\frac{h_o^3}{6}$ $I_{oy} = \frac{h_o(c + h_o)^3}{12} + \frac{(c + h_o)(c_2 + h_o)^2 h_o}{2} + \frac{(c + h_o)h_o^3}{12}$			$\frac{\vartheta_x A}{I_{ox}} C_{AB}$
$I_{ox} = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) + \pi(R^2 - r^2)\left(y_G - \frac{c}{2}\right)^2 - I_{A1x}^* + I_{B1x}^*$ $I_{oy} = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) - I_{A1y} + I_{B1y}$	$\frac{0{,}125\, A}{I_{ox}}\left(\frac{e_p - r}{\sqrt{2}}\right)$		$\frac{0{,}125 A}{I_{ox}}\left(\frac{R - e_p}{\sqrt{2}}\right)$

telor de cerc ce se decupează datorită zonei de margine din cercurile de rază R și r



Nota: Mărcile ② și ⑦ se referă la plăcile SII2, SI4, SII6 armate la partea inferioară cu o rețea ⌀10/10

Fig. 3. Armarea elementelor experimentale.

Tabelul 2

Caracteristicile de alcătuire, rezistență și încărcare a elementelor experimentale

Beton	Element	Procente medii de armare			Rezistența cubică N/mm²	Excentricitatea			$P\frac{e}{s}$
		μ_I %	μ_{II} %	μ_{III} %		e cm	e_x cm	e_y cm	k_1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Obișnuit	SI-1	1,57	—	4,09	19,6	0	0	0	50
	SII-2	1,52	1,40	3,84	15,5	15	15	0	38
	SI-3	1,55	—	3,94	19,6	0	0	0	64
	SI-4	1,52	1,40	4,04	15,5	0	0	0	53
	SI-5	1,48	—	4,04	11,9	0	0	0	61
	SII-6	1,47	1,40	4,11	11,9	15	10,61	10,61	49
Ușor	S_uII-1	1,37	—	3,29	17,5	15	15	0	33
	S_uII-2	1,26	—	2,99	17,5	20	20	0	21
	S_uII-3	1,37	—	3,67	17,5	30	30	0	15,5
	S_uII-4	1,40	—	3,65	15,2	20	20	0	23,5
	S_uII-5	1,40	—	3,59	15,2	15	10,61	10,61	34
	S_uII-6	1,40	—	3,59	15,2	20	14,14	14,14	23

Notă : μ_I, μ_{II}, μ_3 — coeficienții de armare aferenți armăturii superioare, inferioare și în diagonală.

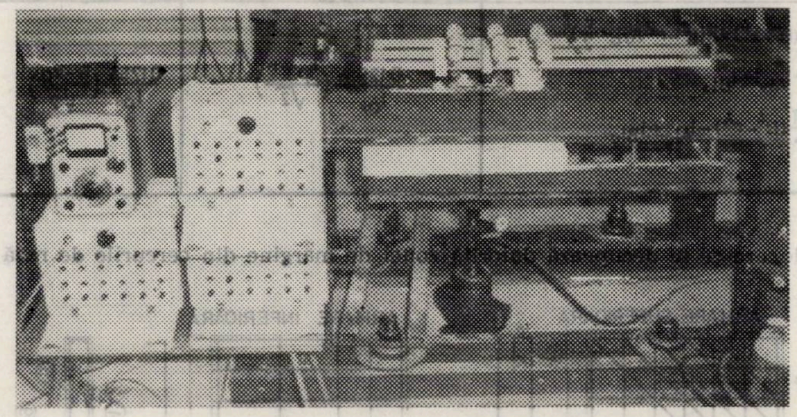


Fig. 4. Standul de încercare a elementelor.

Pe parcursul încărcării au fost măsurate :

— Deformațiile specifice ale armăturilor, cu traductoare electrice rezistive având baza de 1 cm, lipite pe armătură în locașuri speciale lăsate la turnare (fig. 6, 7) ;

— Deformațiile specifice ale betonului comprimat, cu traductoare electrice rezistive având baza de 5 cm, dispuse pe placă în vecinătatea stîlpului după axele acestuia și după bisectoarea lor ;

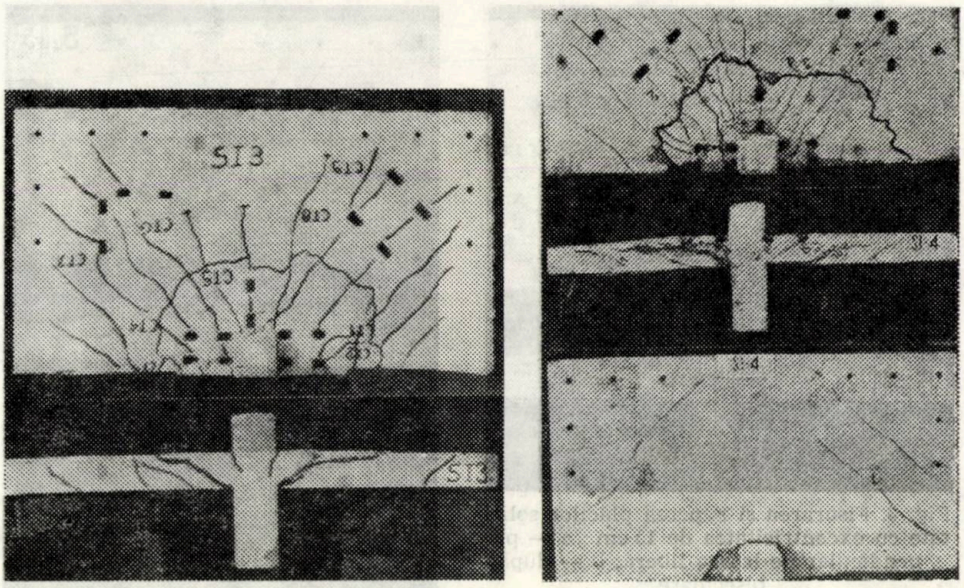
— Deschiderea fisurilor, cu o lupă având precizia de măsurare 0,01 mm ;

— Săgețile în 11 puncte ale plăcii, dispuse pe axele stîlpului și pe paralele la acestea.

3. **Rezultate experimentale**

a) *Capacitatea portantă la străpungere.*

Modul de rupere. La cedarea elementelor experimentale, în funcție de mărimea și direcția excentricității încărcării, s-a observat :



a *b*

Fig. 5. Fisurarea şi ruperea plăcilor solicitate centric (e=0).

● Ruperea plăcii solicitate la margine de o forţă concentrată P, s-a produs după o suprafaţă tronconică, avînd generatoarea înclinată la 30—45°, vizibilă în vederea laterală a laturii libere (fig. 5). Baza mică a suprafeţei de rupere a coincis cu aria de aplicare a încărcării, iar în momentul ruperii, pe faţa întinsă (superioară) a dalei a apărut fisura ce marchează conturul bazei mari a tronconului de rupere şi s-a observat pătrunderea stîlpului în placă (fig. 5, b).

● Acţiunea concomitentă a unui moment încovoietor (M_x) după direcţia x şi a forţei concentrate, a determinat schimbarea orientării fisurilor vizibile pe înălţimea laturii libere a plăcii, după cum urmează :

— pentru excentricitatea e=15 cm (fig. 6, a) la rupere au apărut pe latura liberă a plăcii concomitent fisuri înclinate, perpendiculare pe fisura prezentată anterior şi o fisură circulară pe faţa superioară a plăcii odată cu pătrunderea stîlpului în placă,

— mărind excentricitatea la e=20 cm (fig. 7, a) ruperea n-a mai fost însoţită de prezenţa fisurii circulare pe faţa superioară a plăcii şi nici de pătrunderea stîlpului în placă,

— pentru excentricitatea e=30 cm (fig. 8) fisura de rupere vizibilă pe latura liberă a plăcii a pornit de la faţa superioară şi s-a îndreptat spre faţa inferioară prin îndepărtare de stîlp.

● Prezenţa unui moment încovoietor pe direcţia y egal ca mărime cu cel de pe direcţia x, $M_y=M_x$, amplifică efectul forţei concentrate P pe latura liberă a plăcii, imprimînd ruperii, în funcţie de excentricitate (fig. 6, b, 7, b), o dezvoltare după bisectoare.

Forţele de cedare experimentale şi de calcul. Analizînd valorile forţelor de cedare experimentale, date în tabelul 2 în funcţie de excentricitate şi de caracteristicile plăcilor se constată că introducerea unui moment M, care să acţioneze simultan cu forţa concentrată P a scăzut capacitatea portantă a plăcilor, cu atît mai mult cu cît raportul acestor solicitări (excentricitatea) a fost mai mare. A se compara în acest sens plăcile SII-2 cu SI-4 precum şi S_uII-1, 2, 3 între ele.

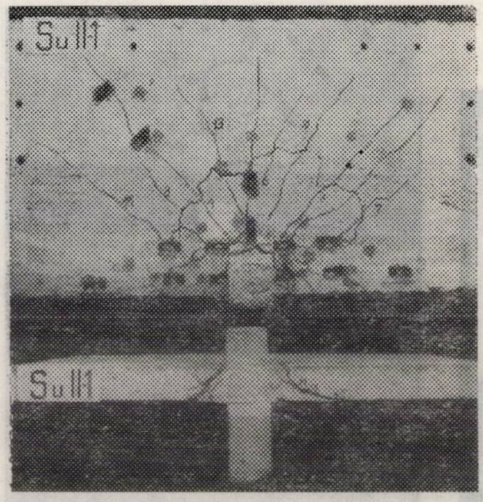
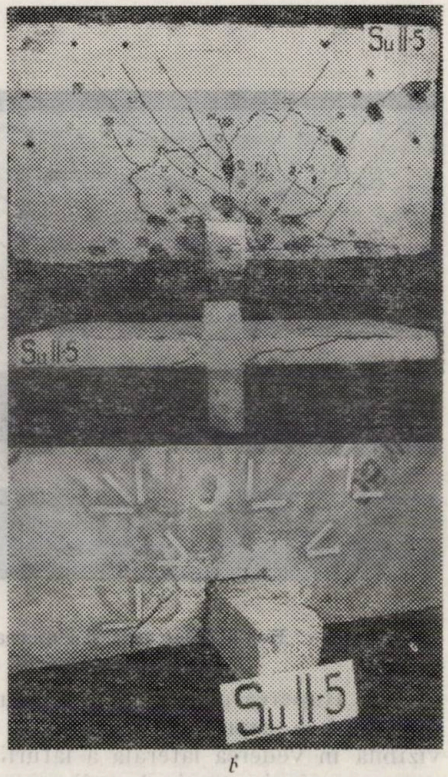


Fig. 6. Fisurarea şi ruperea plăcilor solicitate cu excentricitatea de 15 cm : a — perpendicular pe latura liberă; b — după bisectoare.



a *b*

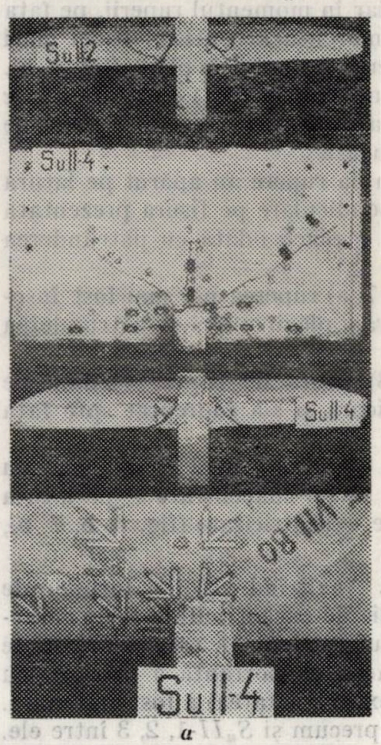
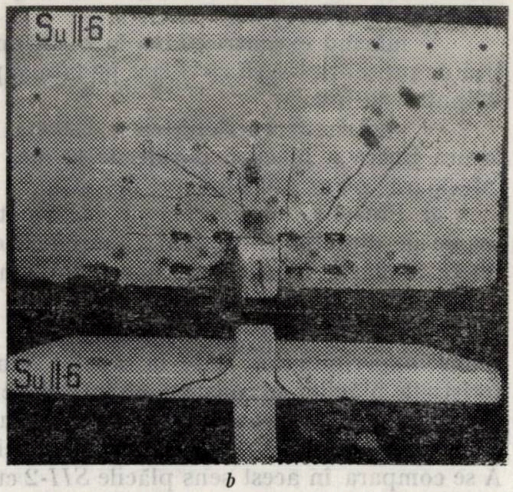


Fig. 7. Fisurarea şi ruperea plăcilor cu excentricitatea de 20 cm : a — perpendicular pe latura liberă; b — după bisectoare.



a *b*

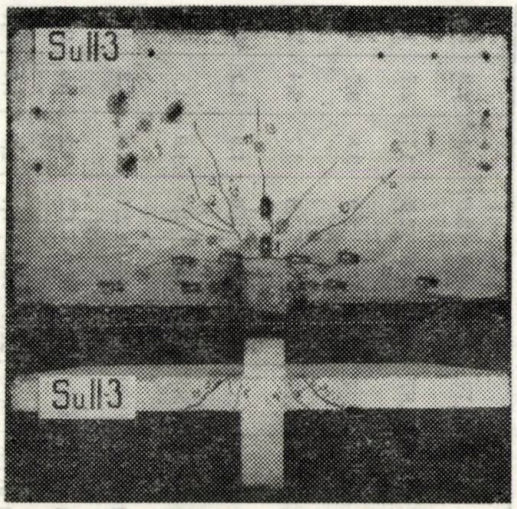


Fig. 8. Fisurarea și ruperea plăcilor solicitate cu excentricitatea de 30 cm perpendicular pe latura liberă.

Din tabelul 3, unde sînt calculate forțele de cedare, rezultă că rezistența betonului R_s precum și caracteristicile geometrice și de excentricitate (A și α_1) ale secțiunii critice sînt foarte apropiate cînd calculul se face după STAS [1], CEB [2] sau ACI [3]. Semnificația diferită dată de Petcu [7] suprafeței critice face incomparabile valorile obținute pentru A și α_1 cu cele menționate mai înainte.

Raportul între forța de cedare experimentală și cea de calcul, prezentat în ultimele coloane ale tabelului 3, arată că ipotezele de calcul în domeniul elastic sînt acoperitoare în general și în special pentru plăcile din beton obișnuit în cazul excentricităților mici. Se constată că introducerea efectului armăturii în expresia forței de cedare, așa cum face Petcu [8], apropie rezultatele teoretice de cele experimentale.

Deformațiile specifice în armătură. Urmărind (fig. 9) deformația specifică a armăturii în puncte situate pe paralela și normala la latura liberă a plăcii, la diferite distanțe de stîlp se observă că armătura intră în curgere înainte de cedarea elementului. Caracterul local al ruperii este subliniat de scăderea bruscă a deformației în vecinătatea stîlpului.

b) *Comportarea în exploatare*

Starea de fisurare. La elementele solicitate de o forță concentrată P (fig. 5) prima fisură a apărut la o forță de cca $(0{,}2-0{,}3)\ P_s$ și a fost o fisură verticală lîngă stîlp vizibilă pe latura liberă a plăcii. La $(0{,}3-0{,}37)\ P_s$, pe fața întinsă (superioară) a plăcii au apărut fisurile diagonale, unind colțurile interioare ale stîlpului cu colțurile plăcii. Cu creșterea încărcării, fisurile radiale s-au îndesit și s-au continuat pe latura liberă a plăcii îndreptîndu-se spre intersecția stîlp-placă.

Fisura de rupere, a apărut pe fața liberă a plăcii în zona stîlpului la o forță de $(0{,}4-0{,}5)\ P_s$. Această fisură s-a dezvoltat după laturile neparalele ale unui trapez isoscel avînd baza mare pe fața superioară a plăcii, iar baza mică egală cu latura stîlpului ce transmite încărcarea. Variația deschiderii acestei fisuri, α_f,

Tabelul 3

Forțele de cedare calculate P_s și experimentale P_s^e

Elem.	STAS 10 107/0-76				C.E.B.				A.C.I. 318-71				PETCU			P_n^e	P_s^e/P_s			
	A cm²	α_1	R_s N/mm²	P_s kN	A cm²	α_1	R_s N/mm²	P_s kN	A cm²	α_1	R_s N/mm²	P_s kN	A cm²	α_1	P_s kN	kN	STAS	CEB	ACI	PETCU
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
S I-1	208,1	0,65	1,60	21,7	205,6	0,60	1,33	16,3	218,3	0,60	1,31	17,1	1 331,8	0,77	22,2	50,0	2,3	3,1	2,9	2,3
S II-2	217,0	0,47	1,37	14,1	214,6	0,43	1,12	10,4	228,1	0,52	1,17	13,8	1 403,8	0,87	22,7	38,0	2,7	3,7	2,7	1,7
S I-3	211,8	0,65	1,60	22,0	209,4	0,60	1,33	16,7	222,4	0,60	1,31	17,4	1 361,9	0,77	22,7	64,0	2,9	3,8	3,7	2,8
S II-4	216,0	0,65	1,37	19,2	213,7	0,60	1,12	14,3	227,1	0,59	1,17	15,8	1 396,1	0,77	19,9	53,0	2,8	3,7	3,4	2,7
S I-5	225,0	0,65	1,15	16,7	222,7	0,60	0,93	12,4	237,0	0,59	1,03	14,4	1 469,7	0,77	17,5	61,0	3,6	4,9	4,2	3,5
S II-6	226,0	0,53	1,15	13,8	223,7	0,48	0,93	10,0	238,0	0,45	1,03	10,9	1 477,5	0,87	20,0	49,0	3,5	4,9	4,5	2,5
S_uII-1	247,3	0,49	1,31	15,7	245,1	0,45	1,22	13,5	261,8	0,54	1,06	15,0	1 654,8	0,90	26,4	33,0	2,1	2,4	2,2	1,2
S_uII-2	273,2	0,41	1,31	17,3	271,2	0,34	1,22	11,2	290,8	0,46	1,06	14,1	1 876,0	0,82	27,0	21,0	1,2	1,8	1,5	0,8
S_uII-3	242,9	0,29	1,31	9,1	240,7	0,26	1,22	7,6	256,9	0,33	1,05	9,0	1 617,8	0,78	22,4	15,5	1,7	2,0	1,7	0,7
S_uII-4	237,6	0,39	1,21	11,3	235,3	0,36	1,10	9,2	250,9	0,44	0,99	11,0	1 573,1	0,78	20,1	23,5	2,1	2,6	2,1	1,2
S_uII-5	238,0	0,54	1,21	15,5	251,5	0,49	1,10	13,4	251,5	0,45	0,99	11,2	1 577,1	0,95	24,5	34,0	2,2	2,5	3,0	1,4
S_uII-6	240,0	0,45	1,21	13,0	253,6	0,40	1,10	11,1	253,6	0,39	0,99	9,7	1 593,3	0,92	24,0	23,0	1,8	2,1	2,4	1,0

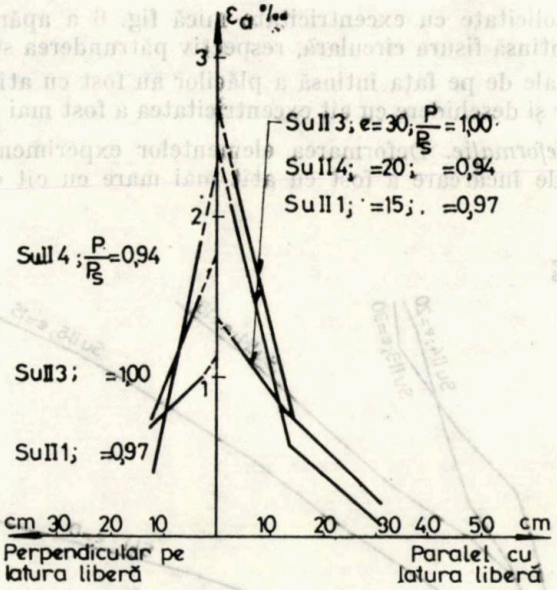


Fig. 9. Deformația specifică a armăturii în funcție de distanța de la fața stîlpului.

este prezentată în fig. 10, a în funcție de treapta de încărcare. În momentul ruperii a apărut și fisura circulară de la partea întinsă (superioară) a plăcii, respectiv pătrunderea stîlpișorului în placă.

La plăcile solicitate cu forță concentrată P și moment încovoietor M (fig. 6, 7, 8), prima fisură a apărut pe fața superioară a plăcii la intersecția cu stîlpul, la o forță de $(0{,}2-0{,}3)\ P_s$. Această fisură s-a îndreptat din colțurile interioare ale stîlpului sau de la mijlocul laturii acestuia spre marginea liberă a plăcii sub un unghi de $30-40°$. La o forță de cca $(0{,}4-0{,}6)\ P_s$ aceste fisuri, atingînd latura liberă a plăcii, s-au propagat pe ea îndepărtîndu-se de stîlp. Variația deschiderii acestor fisuri α_f, se poate vedea în funcție de treapta de încărcare în fig. 10, b. În momentul ruperii a apărut și fisura orientată ca în cazul solicitării numai cu forță concentrată P (fig. 6, 7).

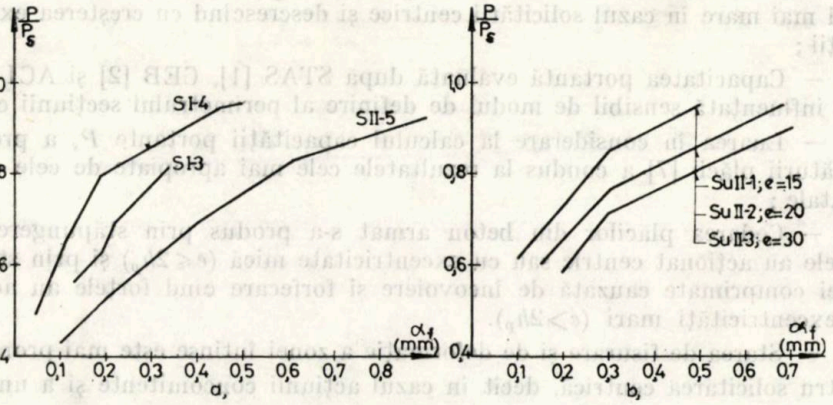


Fig. 10. Variația deschiderii fisurii α_f cu treapta de încărcare.

La plăcile solicitate cu excentricitate mică fig. 6 a apărut în momentul ruperii pe fața întinsă fisura circulară, respectiv pătrunderea stîlpului în placă.

Fisurile radiale de pe fața întinsă a plăcilor au fost cu atît mai puțin dezvoltate ca număr și deschidere cu cît excentricitatea a fost mai mare (fig. 6,7,8).

Starea de deformație. Deformarea elementelor experimentale (fig. 11) la aceeași treaptă de încărcare a fost cu atît mai mare cu cît excentricitatea a fost mai mică.

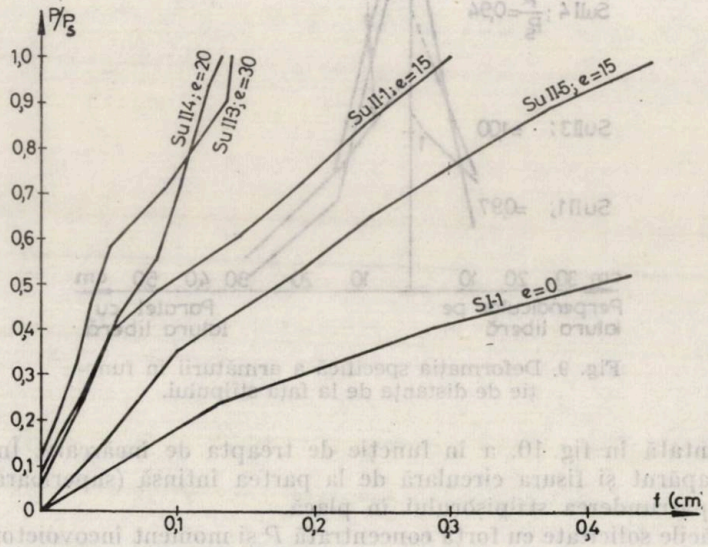


Fig. 11. Variația săgeții în funcție de treapta de încărcare.

4. Concluzii

Analiza evaluării capacității portante la străpungere, a plăcilor rezemate pe stîlpi marginali și programul experimental efectuat, au pus în evidență următoarele :

— Evaluarea capacității portante la străpungere admițînd ipoteze ale calculului în domeniul elastic este în general acoperitoare, gradul de acoperire fiind mai mare în cazul solicitării centrice și descrescînd cu creșterea excentricității ;

— Capacitatea portantă evaluată după STAS [1], CEB [2] și ACI [3] nu este influențată sensibil de modul de definire al perimetrului secțiunii critice ;

— Luarea în considerare la calculul capacității portante P_s a prezenței armăturii plăcii [7] a condus la rezultatele cele mai apropiate de cele experimentale ;

— Cedarea plăcilor din beton armat s-a produs prin străpungere, cînd forțele au acționat centric sau cu excentricitate mică ($e \leqslant 2h_p$) și prin strivirea zonei comprimate cauzată de încovoiere și forfecare cînd forțele au acționat cu excentricități mari ($e > 2h_p$).

— Starea de fisurare și de deformație a zonei întinse este mai pronunțată pentru solicitarea centrică, decît în cazul acțiunii concomitente și a unui moment încovoietor.

BIBLIOGRAFIE

1. * * * STAS 10107/0-76 (şi revizuirea din 1979). Construcţii civile şi industriale. Calculul şi alcătuirea elementelor din beton, beton armat şi precomprimat
2. * * * Code modèle CEB-FIP pour les structures en béton, Bulletin d'information Nr. 137. Juin 1980
3. * * * ACI — Standard 318-71. Building Code Requirements for Reiforced Concrete
4. * * * Normativ pentru calculul şi alcătuirea planşeelor din beton armat şi beton precomprimat. Anteproiect. ICCPDC, Buc. Iunie 1979
5. A. Van Den Beukel — Punching shear at inner, edge and corner columns, HERON vol. 21, nr. 3, 1976
6. Godîţki Ţvirko; T. T. Urban: Prodavlivanie jelezobetonnîh bezbalocinîh perecrîtii v zone krainih colonn. Beton i jelezebeton, nr. 4, 1980
7. V. Petcu, Georgeta Stănculescu: U. Pancaldi — Relaţii pentru calculul la străpungere al plăcilor armate pe două direcţii. Buletinul ştiinţific al Institutului de Construcţii-Buc. 1976
8. INCERC Bucureşti, Calculul şi alcătuirea planşeelor din beton armat. Referat cu concluzii la Poz. Plan B.VI.3 b/1977.
9. I.C.C.P.D.C. Filiala Cluj-Napoca: Studii teoretice şi experimentale privind conlucrarea dintre dale şi stîlpi la structurile cu planşee dală. Referat cu concluzii la Poz. plan B.VI.b 6/1980

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara
CONSTRUCŢII
Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

CERCETĂRI EXPERIMENTALE A FENOMENULUI DE REOPEXIE ASUPRA BETOANELOR DATORITĂ ULTRASUNETELOR

DE

M.P.C. PĂCURARIU, T. CIOMOCOŞ, I. KORECK

Potrivit cercetărilor experimentale efectuate de Bürger şi Sölner [1] asupra unei suspensii concentrate de ipsos, s-a constatat că sub influenţa ultrasunetului, ipsosul se întăreşte în cîteva secunde, în loc de minute sau ore. Acelaşi fenomen s-a constatat şi în cazul suspensiilor îngroşate de caolin, cînd timpul de întărire scade de la 17 ore la (15...30) secunde.

Cauza întăririi rapide în cazurile arătate se datoreşte fenomenului de reopexie, fenomen invers tixotropiei şi care, se cunoaşte, constă dintr-o creşterea a vîscozităţii şi întărire a hidrocoloizilor vîscoşi sub acţiunea deformatoare a gradientului scurgerii, datorită cîmpului ultrasonic în acest caz.

S-a mai constatat că de exemplu sub influenţa undelor acustice avînd o frecvenţă $f=250$ kHz, un sediment de 100 cm^3 nisip, a cedat cca. 1 cm. de apă, mărindu-şi coeziunea. Experienţe similare s-au realizat la uscarea turbei, sau a pastelor de hîrtie în vederea întăririi fibrelor de hîrtie.

Studiile amintite, ca şi altele nu s-au finalizat, uneori din cauze economice (3)

Se cunoaşte că producerea ultrasuntelor s-a realizat, chiar în ţări dezvoltate, la preţuri de cost ridicate şi folosind frecvenţe de ordinul 10^2 kHz-lor, pînă în ultimele [2–3] decenii.

În prezent odată cu dezvoltarea industriei electrotehnice şi de mecanică fină, şi în ţara noastră există deja unele domenii ca metalurgia, defectoscopia etc., unde s-au impus metode de cercetare şi chiar s-au realizat tehnologii specifice bazate pe metode ultrasonice. De aceea cum cimentul este unul din materialele cu pondere mare în domeniul lucrărilor de investiţii, întreţinere etc., şi de multe ori deficitar, s-a prevăzut un program de cercetare a influenţei unui cîmp ultrasonic de frecvenţă $f \in (18...20)$ kHz, asupra betoanelor.

Alegerea frecvenţei de (18...20) kHz a rezultat ca favorabilă în urma unor studii şi experimentări anterioare [2, 3].

Programul experimental a constat din ultrasonarea probelor de beton avînd dimensiuni de 20/20/20 cm sau 14/14/14 cm.

Ultrasonarea a durat 5 minute, cîte un minut într-un punct, astfel ales încît să se acopere cît mai bine suprafeţele de 20/20/ şi 14/14 cm.

Marca de betoane folosită a fost B 200.

Pentru fiecare set de probă au existat 3 probe martor, 3 probe activate pe una din suprafeţe şi trei probe activate în adîncime, adică aproximativ la mijlocul înălţimii probei.

Activarea ultrasonică a început în timpul prizei, adică după cca 30 minute de la preparare, respectiv după terminarea prizei, adică după cca (4...5) ore.

Rezistenţa la compresiune centrică s-a verificat după 3, 14 şi 28 zile.

Temperatura de lucru exterioară a fost de (20...26) °C. După preparare, respectiv activare, probele de beton s-au păstrat în tipare, la umbră și mediu umed, timp de o zi și apoi s-au scos din timpare, păstrîndu-se în continuare la umbră și mediu umed.

Rezultatele medii experimentale se dau în tabelul 1 și fig. 1. Rezistențele medii la compresiune centrică a probelor de beton B 200.

Din analiza rezultatelor se constată următoarele :

1. Aplicarea unui cîmp ultrasonic la suprafața, sau în masa probelor de beton conduc la o creștere importantă a rezistenței la compresiune centrică.

Se poate constata că după 28 de zile sporul de rezistență variază între (11...22)% la probele ultrasonate, față de probele martor. Aceasta permite să se întrevadă posibilitatea obținerii unor rezistențe și compactități a betoanelor suficiente (B 200), cu o cantitate mai mică de ciment.

Tabelul 1

Denumirea probei	Rezistența medie la compresiune					
	3 zile	%	14 zile	%	28 zile	%
I probe martor						
1/ B 200	64,71	100	130,54	100	204,57	100
2/ B 200	63,20	100	138,24	100	211,20	100
II Probe ultrasonate la suprafață în timpul prizei						
1/ B 200	89,12	138	168,75	129	236,24	115
2/ B 200	86,32	137	177,15	128	234,36	111
III Probe ultrasonate la suprafață după priză						
1/ B 200	89,90	139	166,16	127	247,12	120
2/ B 200	87,16	138	169,21	122	245,86	116
IV Probe ultrasonate la adîncime în timpul prizei						
1/ B 200	90,02	139	180,35	138	250,42	122
2/ B 200	88,12	139	179,15	129	250,95	119

Se menționează că instalația de ultrasonare a funcționat întotdeauna la rezonanță cu o eroare maximă de 3 Hz, operațiune ce se realizează numai printr-o atentă supraveghere a aparatelor de măsură și control, iar intensitatea acustică folosită este cca (0,1...0,2) W/cm^2. În vederea fundamentării unor procese tehnologice pentru aplicații practice privind hidroultrasonarea prefabricatelor, cercetările vor continua în condițiile variate pe baza colaborării dintre Catedra C.H.I.F. și T.C.M.T. în anii următori.

În prezent, aparatura necesară pentru realizarea unei instalații semiindustriale (generatorul) s-a materializat parțial în țară de către ICEM și ICE, iar aparatura de măsură și control electrică de către IEMIB ,ceea ce va ușura trecerea la experimentări în faza pilot, după încheierea cercetărilor experimentale.

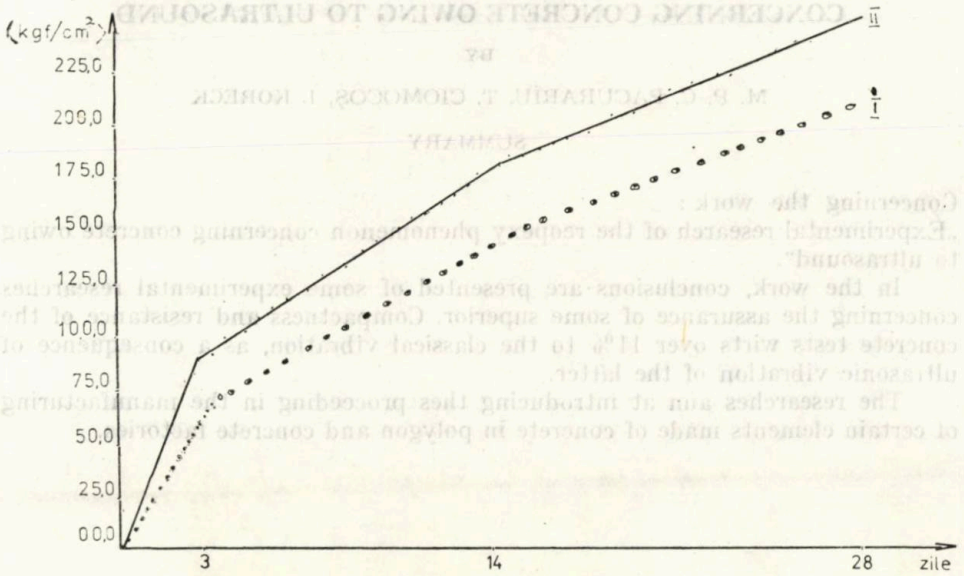


Fig. 1. Variația medie a rezistenței la compresiune centrică pentru diferite probe de beton B 200.

I Proba martor.
II Proba ultrasonată în adîncime în timpul prizei.

BIBLIOGRAFIE

1. L. Bergmann — Der Ultraschall und seine Anwendung in Wissenschaft und Technik, Stuttgart, 1957.
2. Păcurariu, P.M.C. — Studiu și proiectarea unei instalații experimentale de filtrare în cîmp ultrasonor, Comunicare I.P.T. Publ. 1977
3. Păcurariu, P.M.C. — Contribuții la problema limpezirii apelor superficiale prin metoda ultrasunetelor, Teză de doctorat, I.P.T.V.T., 1979

EXPERIMENTIERTE FORSCHUNGEN FÜR DAS PHÄNOMEN DER RHEOPEXIE

VON

M. P. C. PĂCURARIU, T. CIOMOCOȘ, I. KORECK

ZUSAMMENFASSUNG

Betreffend der Arbeit :
„Experimenterte Forschungen für das Phänomen de Rheopexie bezüglich der Betone den Ultraschällen zugeschrieben".

In dieser Arbeit werden die Schlussfolgerungen einiger experimentierenden Forschungen vorgestellt betreffend der Sicherung einer Kompaktität und Rezistenz der Betone-Proben mit über 11% im Vergleich der klassischen Vibration, als Folge der Ultraschall — Vibration der Vorhergenannten.

Der Zweck der Vorschungen ist die Einleitung dieses Verfahrens für die Herstellung einiger Elemente aus Beton in Beton — Polygone und Betonbetriebe.

EXPERIMENTAL RESEARCH OF THE REOPEXY PHENOMENON CONCERNING CONCRETE OWING TO ULTRASOUND

BY

M. P. C. PĂCURARIU, T. CIOMOCOȘ, I. KORECK

SUMMARY

Concerning the work :
„Experimental research of the reopexy phenomenon concerning concrete owing to ultrasound".

In the work, conclusions are presented of some experimental researches concerning the assurance of some superior. Compactness and resistance of the concrete tests wirts over 11% to the classical vibration, as a consequence of ultrasonic vibration of the latter.

The researches aim at introducing thes proceeding in the manufacturing of certain elements made of concrete in polygon and concrete factories.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

CONSOLIDAREA CLĂDIRII LICEULUI „N. BĂLCESCU" DIN CRAIOVA AVARIATĂ LA CUTREMURUL DIN 4 MARTIE 1977

DE

C. AVRAM, O. MIRSU, I. RADOSLAV

1. Generalităţi

Clădirea liceului „Nicolae Bălcescu" este una dintre construcţiile reprezentative ale municipiului Craiova cu valoare arhitecturală şi istorică remarcabilă, de acest lăcaş de cultură fiind legate numele unor oameni de seamă ai ţării, dintre care citäm pe : Nicolae Titulescu, Gogu Constantinescu, Gheorghe Ţiţeica, Traian Demetrescu şi Ion Ţuculescu, toţi absolvenţi ai acestui liceu.

Construcţia a fost executată în etape. Tronsoanele spre strada Mihai Viteazul (II şi III) şi spre strada T. Marinescu (IV) au fost executate în anii 1893—1895 cu parter şi un etaj. În anul 1924 s-a mai adăugat încă un etaj peste aceste tronsoane iar apoi s-a construit tronsonul dinspre curte (I).

Construcţia, în ansamblu, a fost supusă acţiunii cutremurului din 11.10.1940, după care a fost reparată superficial. Fisurile din pereţi au fost închise cu tencuială iar la rotonda de la intrare — intersecţia tronsoanelor III şi IV — unde probabil s-au produs fisuri şi crăpături puternice, o parte din golurile ferestrelor au fost zidite.

În cele ce urmează se dă o descriere a sistemului constructiv, a avarierii construcţiei în urma cutremurului din 04.03. 1977 şi a explicării mecanismului de producere a acesteia, oarecum aparte datorită particularităţilor structurii. Se prezintă de asemenea cele două variante de consolidare studiate : cu şi fără luarea unor măsuri de protecţie antiseismică. Consemnăm cele de mai jos deoarece clădirea liceului, aşa cum am mai arătat, una dintre cele mai reprezentative ale municipiului Craiova, a fost avariată grav în 1977, iar soluţia aprobată şi adoptată (var. II) pentru consolidare nu asigură decît redobîndirea rezistenţelor la preluarea încărcărilor gravitaţionale de exploatare.

2. Descrierea sistemului constructiv

Clădirea actuală, cu subsol, parter şi două etaje în formă de „U" este legată la mijlocul laturii dinspre str. T. Marinescu de clădirea operetei.

Construcţia adăposteşte săli de clasă, laboratoare, bibliotecă, cabinete etc., toate spaţioase, cu deschideri şi înălţimi mari.

Pereţii longitudinali portanţi sînt realizaţi din zidărie de cărămidă cu mortar de var de calitate slabă, de grosime variabilă de la 1,00 m la subsol, la 37,5 cm, la etajul 2. Planşeele la tronsoanele II, III şi IV sînt : peste subsol din grinzi metalice şi bolţişoare din cărămidă, peste parter şi etajul 1 din lemn (în dreptul sălilor de

clasă) și din grinzișoare metalice și bolțișoare din cărămidă (în dreptul coridoarelor și a scărilor principale), iar peste etajul 2 din beton armat. Tronsonul I are planșeele, la toate nivelurile, din beton armat avînd grinzile principale rezemate pe cele două ziduri portante longitudinale, prin intermediul unor cuzineți.

La mijlocul laturii spre str. T. Marinescu planșeul peste etajul I este decalat, în zona bibliotecii, peretele de închidere fiind așezat pe grinzi metalice rezemate pe coloane de cărămidă.

3. Avarii produse

La cutremurul din 04.03.1977 clădirea a fost grav afectată producîndu-se avarierea îndeosebi a pereților prin : fisurarea și crăparea șpaleților în diagonală și în „X", dislocări din planul lor (tronsonul IV peretele longitudinal din curtea interioară), dezintegrări ale zidăriei și chiar prăbușiri interioare. O prăbușire interioară s-a produs la unul din pereții de închidere a bibliotecii datorită cedării grinzii metalice de susținere.

Planșeele din bolțișoare și cele din beton armat s-au comportat corespunzător, fără fisuri, cedările fiind concentrate în elementele verticale mai slabe, cum s-a arătat mai sus. Planșeele din lemn, fără legături corespunzătoare cu zidurile, nu au asigurat rolul de șaibă orizontală în transmiterea încărcării seismice pereților, și nu au suferit degradări.

4. Analiza cauzelor avariilor

Direcția dominată a acțiunii cutremurului a corespuns unei diagonale a ansamblului construit, componentele încărcării descompunîndu-se de-a lungul axelor longitudinale ale tronsoanelor. Ținînd seama de forma complicată a clădirii și de alcătuirea neomogenă a sistemului structural, este dificil de explicat prin calcule, mecanismul de avariere.

Oricum alcătuirea de ansamblu a clădirii nu se bazează pe o concepție antiseismică. Partiul de arhitectură este neregulat iar construcția de o lungime desfășurată mare — peste 200 m — așezată pe un teren slab și în pantă, nu este separată prin rosturi (fig. 1, 2). Diferitele părți componente ale clădirii au avut tendința să vibreze independent ceea ce a făcut ca zonele de legătură să fie puternic solicitate și avariate acolo unde au existat schimbări ale sistemului constructiv — ziduri și planșee — sau ale sistemului arhitectural și ale volumelor (zona rotondei de la intrarea principală sau zona intrării în sala operetei).

De fapt, s-a remarcat că înzidirea golurilor la pereții rotondei de la intrarea principală, după cutremurul din 1940, nu au făcut decît să transfere avariile înspre secțiunile învecinate (fig. 3).

Construcția a mai prezentat o serie de deficiențe de alcătuire și execuție cum ar fi : absența legăturilor la nivelul planșeelor de lemn, zidărie slabă (cărămidă și mortar), țesări defectuoase ale zidăriei la intersecțiile pereților transversali cu cei longitudinali, înălțimi mari ale încăperilor, rezemări defectuoase ale grinzilor pe coloanele de zidărie etc.

Subsolul, alcătuit din ziduri masive (1,00 m gros.) legate cu planșee cu grinzi metalice și bolțișoare din cărămidă, formează un ansamblu închegat, care a suferit relativ puțin în urma acțiunii seismului.

În tronsoanele II — IV avariile în pereții din zidărie de cărămidă au fost accentuate îndeosebi la et. 1 și 2. Existența planșeelor grele din beton armat

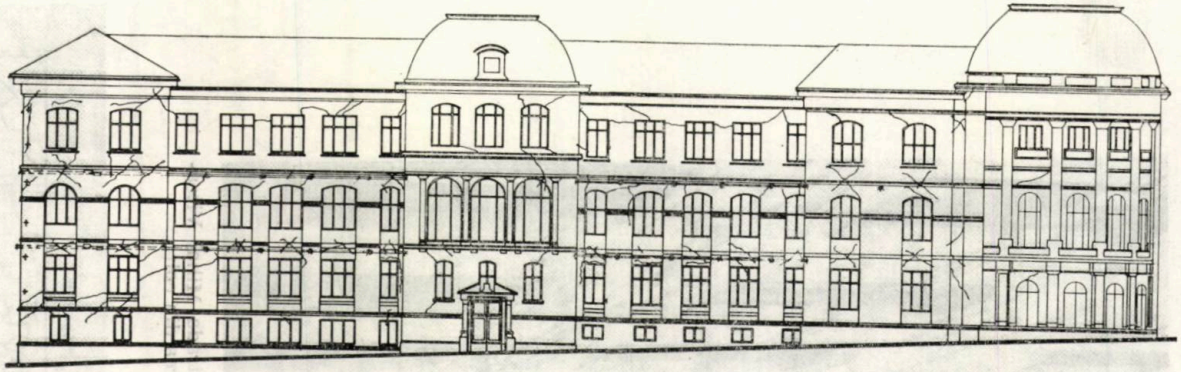


Fig. 1. Faţadă estică-strada T. Marinescu — marcajul fisurilor şi amplasamentul tiranţilor în varianta a II-a de consolidare.

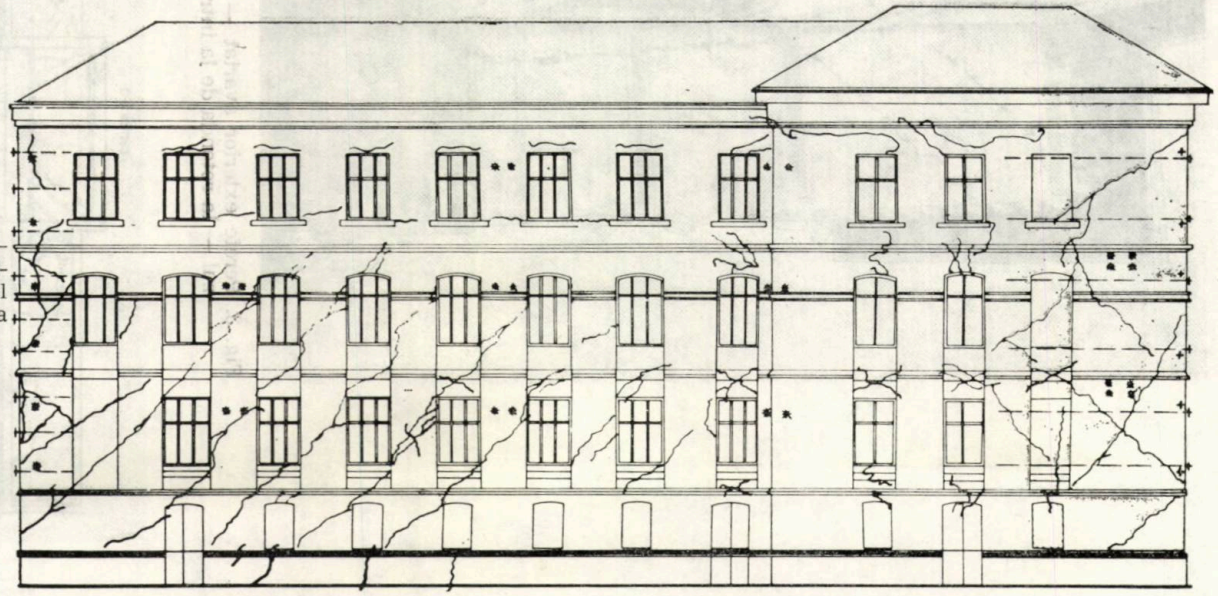


Fig. 2. Faţadă sudică — tronsonul I — marcajul fisurilor şi amplasamentul tiranţilor în varianta a II-a de consolidare.

Fig. 3. Perete exterior avariat — strada Mihai Viteazul — la rotonda de la intrarea din colţ.

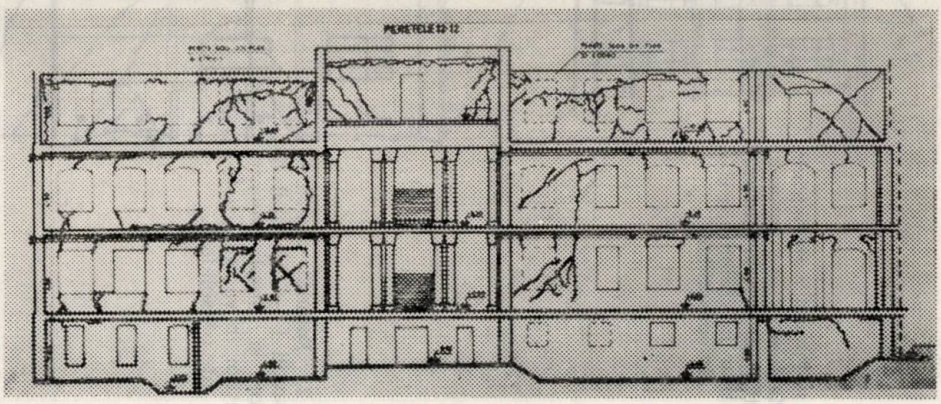


Fig. 4. Perete spre curte, tronsonul II şi III, paralel cu strada T. Marinescu — marcarea avariilor.

la ultimul nivel, legătura insuficientă a pereților în dreptul planșeelor din lemn intermediare ca și masivitatea ridicată a zidurilor spre baza construcției a făcut ca cedările să se producă îndeosebi spre partea superioară a construcției (fig. 4, 5, 6). Fisurile în pereții subsolului au fost mult mai reduse și abia vizibile.

La tronsonul I, având planșee din beton armat la toate nivelurile, mecanismul avariilor a fost diferit ; fisurarea spaleților în diagonală sau în „X" s-a produs pe întreaga înălțime a construcției cu accentuarea în dreptul parterului și al etajului 1. Din examinarea fisurilor în diagonală (fig. 2) s-a constatat orientarea acestora, în marea majoritate, într-o singură direcție fapt care se explică și prin posibilitatea unei tasări neuniforme a terenului (spre curte, nivelarea s-a făcut printr-un strat mai gros de umplutură) peste care s-a suprapus efectul seismurilor din 1940 și 1977.

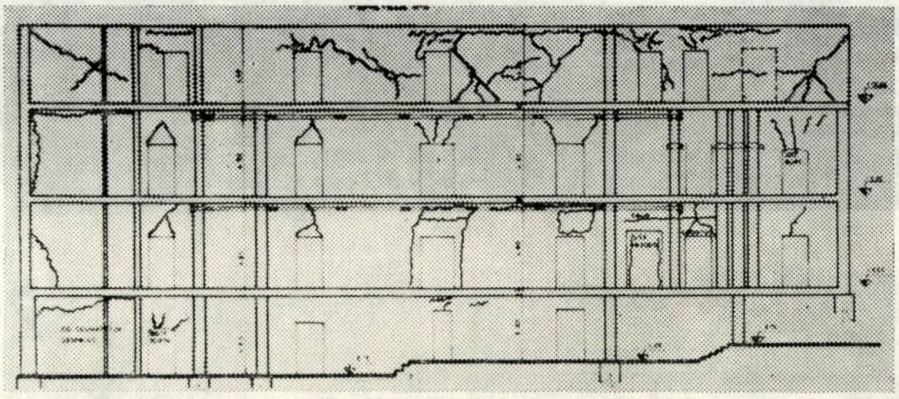
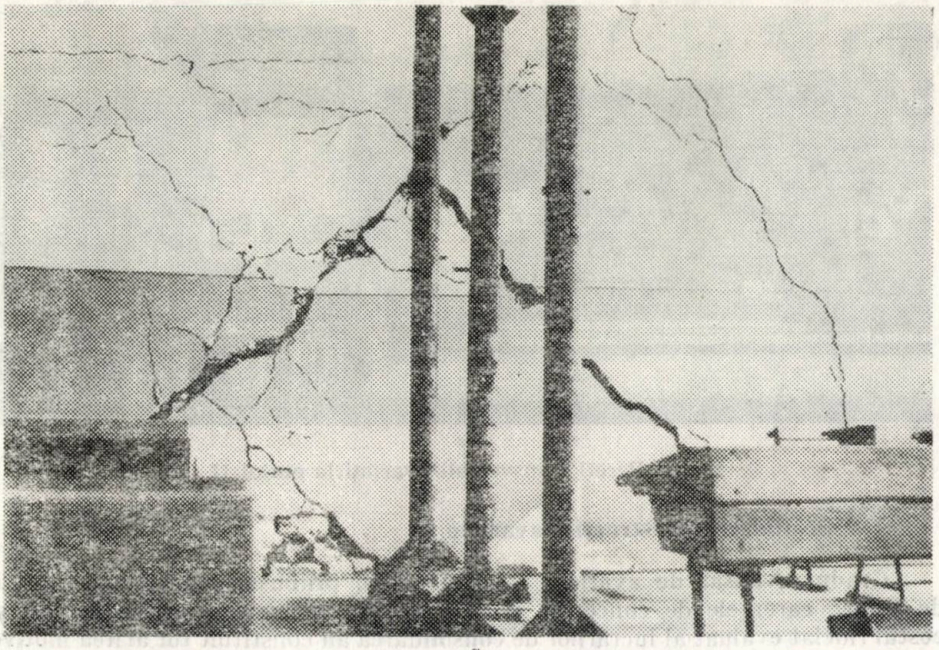
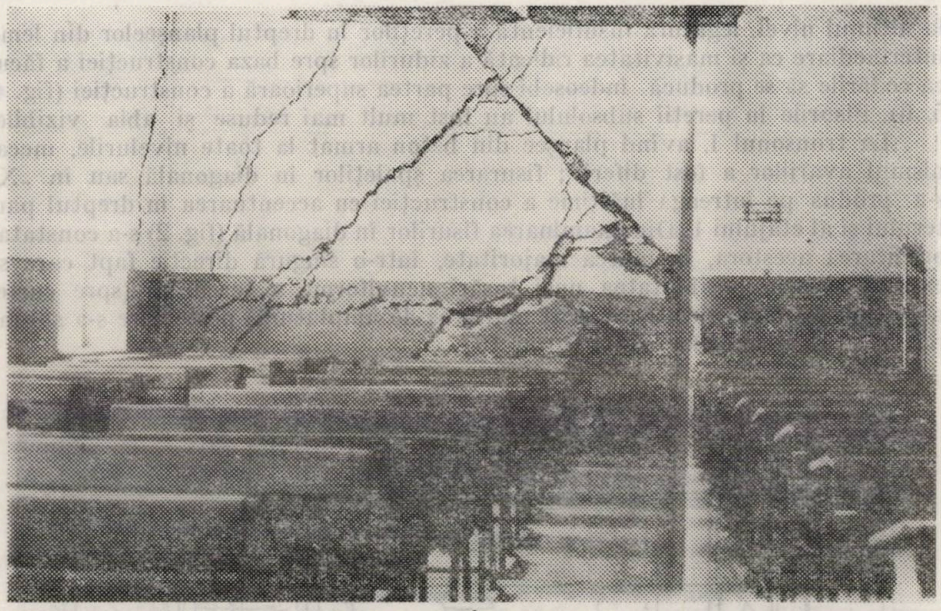


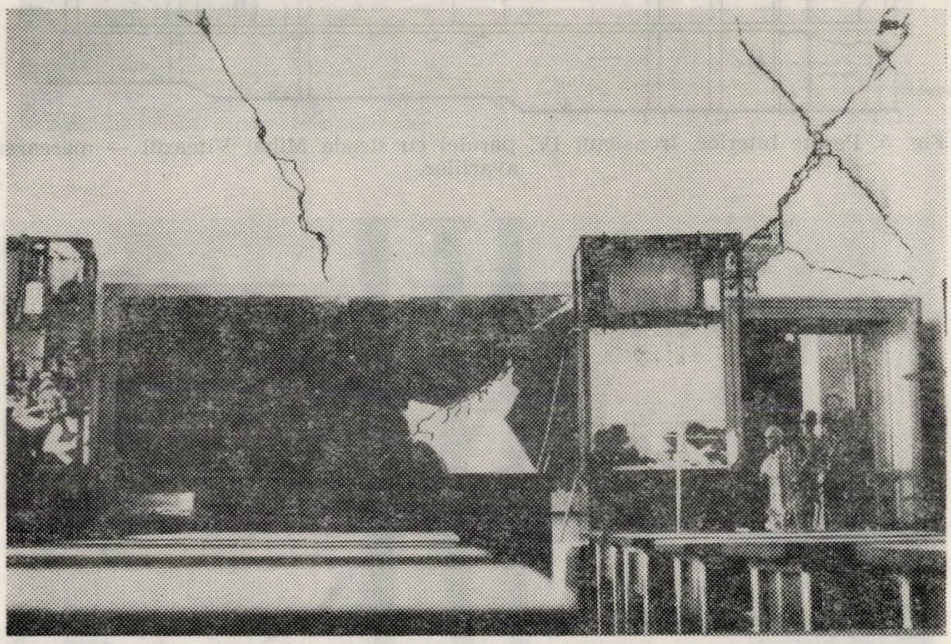
Fig. 5. Perete interior, tronsonul IV, paralel cu strada Mihai Viteazul — marcarea avariilor.



a



b



c

Fig. 6. Pereți transversali avariați la etajul II.

5. Consolidarea construcției avariate

Gradul avansat de avariere a construcției, prăbușirile parțiale și totale de ziduri, carențele de concepție și de execuție, vechimea construcției cît și costul ridciat evaluat al lucrărilor de consolidarea au constituit tot atîtea motive

pentru a propune demolarea clădirii. Ținînd seama de valoarea sa arhitectonică și istorică s-a insistat pentru consolidarea construcției sugerîndu-se în același timp să se intervină într-o măsură cît mai redusă la fațadele exterioare, care să fie păstrate în forma lor originală.

Pentru refacerea construcției s-au întocmit două variante succesive * :

— prima variantă de consolidare asigură construcției o anumită rezistență la acțiunea seismelor ;

— a doua variantă restabilește doar rezistențele inițiale, adică numai capacitatea portantă la încărcările de exploatare.

5.1. Varianta cu asigurarea protecției antiseismice cuprinde următoarele :

a) Separarea construcției, prin rosturi, în tronsoane cu o formă pe cît posibil simetrică cu aceeași conformare structurală (fig. 7), din cauza complexității formei și sistemelor structurale existente. Din observarea avariilor datorate cutremurelor din 1940 și 1977 a rezultat tendința structurii de a se separa

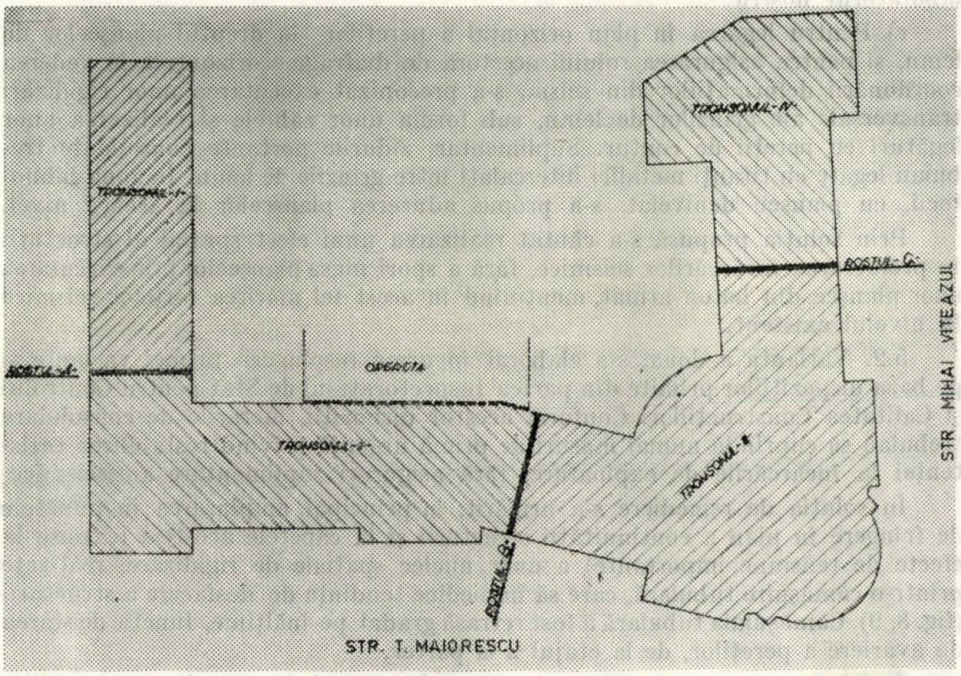


Fig. 7. Secțiune orizontală; amplasarea rosturilor în prima variantă de consolidare.

în unități individuale. Stabilirea poziției rosturilor s-a făcut ținînd seama de zonele grav avariate ca urmare a acestei tendințe de desfacere a structurii în părți componente.

Astfel s-a propus executarea a 3 rosturi totale și un rost parțial la legătura între clădirea liceului și sala operetei, formîndu-se în consecință, 4 tronsoane. În dreptul rosturilor, zidurile transversale au fost dublate cu diafragme din beton armat de 15 cm grosime, întărite la capete cu bulbi împănați în zidurile longitudinale.

* La elaborarea proiectelor au colaborat un grup de cadre didactice și studenți de la Facultatea de construcții din Timișoara.

b) Avarierea gravă generalizată a pereților au impus următoarele soluționări :

— refacerea completă cu zidărie armată a zonelor puternic avariate, dezintegrate sau dislocate (expl. colțurile la marginile rotondei de la intrare, zidurile longitudinale portante în dreptul operetei etc.) ;

— cămășuirea cu beton armat torcretat a pereților portanți longitudinali și transversali în interior, în zonele cu fațadele valoroase arhitectural sau pe ambele părți, pentru restul pereților. Odată cu executarea camășuielilor s-a prevăzut și injectarea fisurilor și crăpăturilor cu lapte de ciment. Pentru asigurarea conlucrării dintre zidărie și diafragma de beton armat aplicată prin cămășuire pe o singură parte, s-a preconizat introducerea în pereții de zidărie a unor ancoraje metalice (tije cu disc) de siguranță, cu densitatea de o bucată pe m^2, îndoite și legate apoi de plasele de armătură a diafragmelor. Deși cămășuirea se face pe o singură față, excentric, cele două materiale urmau să conlucreze în mod satisfăcător, așa cum a fost dovedit și de cele cîteva încercări efectuate în laboratorul nostru.

c) Pentru legarea în plan orizontal a pereților în dreptul planșeelor de lemn, și pentru asigurarea rolului acestora de diafragme orizontale în vederea coordonării deformațiilor din seism, s-a preconizat executarea unor rigidizări transversale ale grinzilor de lemn, sub forma unor zăbrele și realizarea unor legături cu pereții de contur. Suplimentar, zidurile portante consolidate trebuiau legate cu tiranți metalici intercalați între grinzile de lemn. În zona bibliotecii, cu planșeu denivelat, s-a propus aducerea planșeelor la același nivel.

Prin soluția propusă s-a căutat realizarea unui efect spațial al structurii în prelucrarea încărcărilor seismice, fără a spori masa planșeelor prin executarea unor planșee din beton armat, menținînd în acest fel mărirea forțelor seismice la nivelul existent.

5.2. Varianta a doua, s-a elaborat în urma respingerii primei variante și pe baza dispozițiilor primite din partea Inspectoratului de Stat pentru Controlul și Calitatea Construcțiilor. Conform acestor dispoziții, lucrările de consolidare trebuiau să cuprindă numai măsuri de primă urgență privind restabilirea rezistenței la încărcările de exploatare, fără asigurări suplimentare antiseismice.

În soluția de remediere s-a urmărit, în principal, amplasarea în punctele de frîngere în plan a continuității structurii și la capetele acesteia (expuse la efecte de tensiune importante) a unor nuclee spațiale de rigidizare, realizate printr-o cămășuire tubulară, care să împiedice tendința de desfacere a structurii (fig. 8, 9). Cămășuiala tubulară a fost retrasă gradat pe înălțime, funcție de starea de avariere a pereților, de la etajul 2 la parter.

În plus, s-au mai prevăzut următoarele măsuri de remediere a avariilor constatate :

— executarea unui cadru din beton armat și rezidirea închiderilor la bibliotecă în zona prăbușită ;

— rezidirea spaleților striviți ai pereților longitudinali de rezistență la tronsonul I, a pereților dezintegrați de la contactul clădirii cu sala operetei la etajul 2 ;

— refacerea unor pereți despărțitori din cărămidă și faianță la tronsonul I ;

— cusături cu agrafe de armătură a fisurilor înclinate în pereți portanți ;

— injectări cu mortar sau lapte de ciment a fisurilor și crăpăturilor în pereții portanți și în bolțile de cărămidă deasupra golurilor ;

— repararea tencuielilor și zugrăvelilor la pereți și la tavane ;

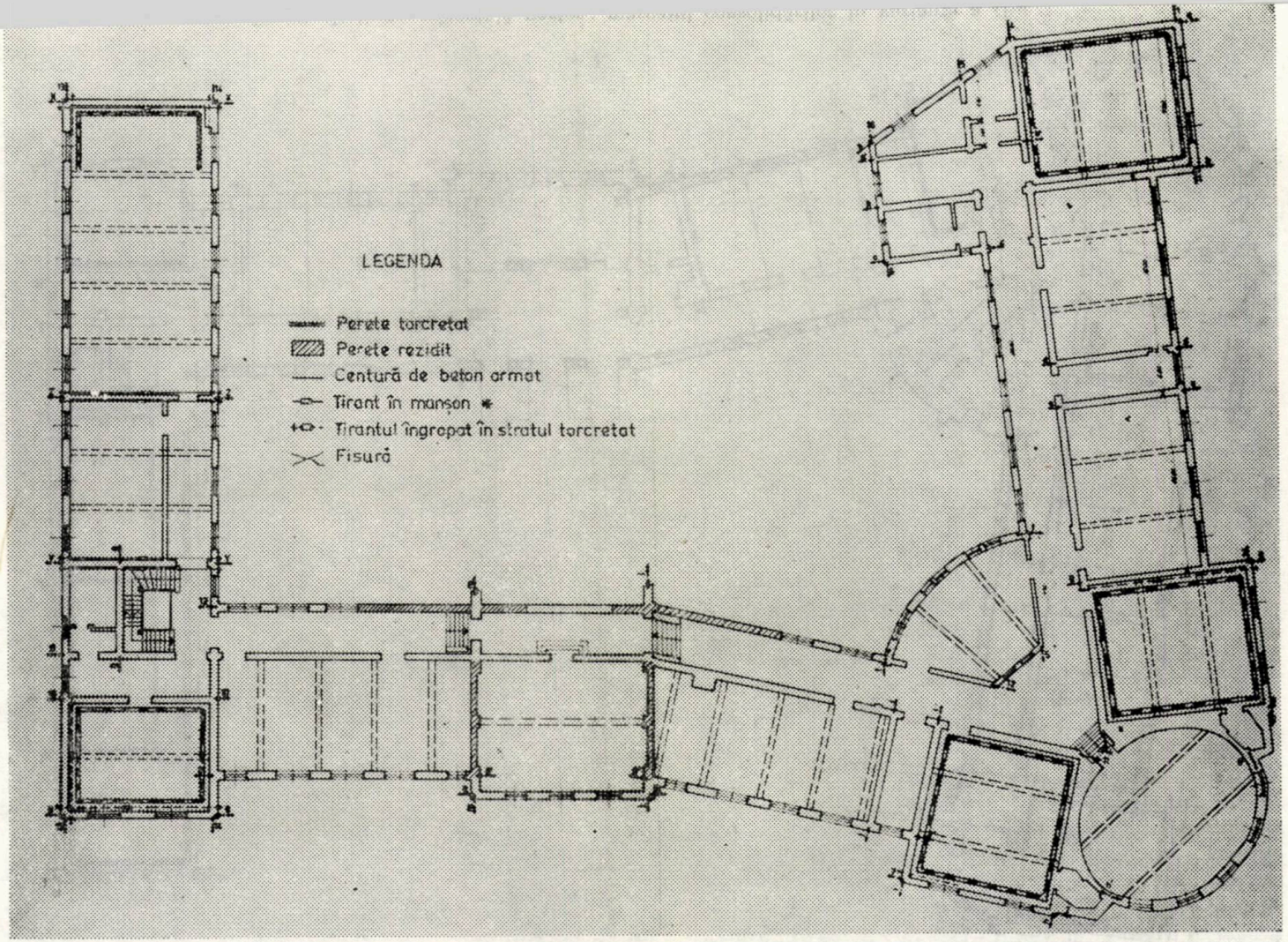


Fig. 8. Secțiune orizontală, etaj II ; marcajul consolidărilor în varianta a II-a.

Fig. 9. Sectiune orizontală parter : marginul consolidărilor în varianta a II-a.

– executarea unor centuri din beton armat în pereții longitudinali prevăzute cu tiranți ∅25 mm, așezați în lungul centurilor și ancorați în nucleele de rigiditate, menționate mai sus ;

– tiranți transversali ∅30 mm, cu dispozitive de strîngere, în dreptul șpaleților longitudinali.

Costul variantelor de consolidare se ridica la :

– varianta I, cu protecție antiseismică 5,9 mil. lei ;

– varianta II, cu restabilirea rezistențelor inițiale 2,6 mil. lei.

6. Concluzii

Clădirea liceului „N. Bălcescu" din Craiova, datorită formei sale constructive și structurale cît și direcției dominante a acțiunii precum și a modului specific de manifestare pe amplasamentul respectiv a seismului din 1977, a avut o comportare particulară, cunoscînd un grad avansat de avariere, cu prăbușiri interioare, accentuate la partea superioară a clădirii și în zonele de capăt sau de frîngere a axului principal al construcției.

În urma analizării structurii și a descifrării mecanismului de avariere s-a propus o soluție de consolidare (varianta I) cu adoptarea unor măsuri de protecție antiseismică ceea ce ar fi permis supraviețuirea construcției, fără deteriorări importante, la un cutremur de intensitate similară cu cel din 04.03.1977. Complexitatea soluției și costul total ridicat al lucrărilor de refacere (5,9 mil. lei) reprezentînd 40% din valoarea construcției, cît și necesitatea urgentării punerii în funcțiune a liceului, au impus abandonarea ei și studierea variantei II prin care construcția își recapătă numai capacitatea de rezistență la încărcări verticale. Principial, în structură au fost prevăzute niște nuclee spațiale – tubulare – de rigidizare (fig. 8), între care pereții construcției au fost legați cu o rețea de tiranți longitudinali (în centuri) și transversali. Costul variantei II s-a ridicat la 2,6 mil. lei reprezentînd 17% din valoarea construcției.

BIBLIOGRAFIE

1. Cișmigiu, Al. — După 4 martie 1977, Arhitectura, Nr. 4, 1977, pg. 15—37.
2. Grandori, G., Petrini, V. — Comparative Analysis of the Seismic Risk in Sites of Different Seismicity. Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Milano, No. 727, 1976—77.
3. Mîrșu, O., Friedrich, R. — Construcții din beton armat, E.D.P., București, 1980.
4. * * * — „Cutremurul din România din 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor". Sinteză monografică. Partea I—III, ICCPDC, București, 1978.

BEFESTIGUNG DES VOM ERDBEBEN VOM 4. MÄRZ 1977 BESCHÄDIGTEN GEBÄUDES DES LYZEUMS „N. BĂLCESCU" CRAIOVA, RUMÄNIEN.

Das architektonisch und historisch representative Gebäude wurde beim Erdbeben des Jahres 1977 schwer beschädigt. Nach einer Analyse der Tragstruktur und der „Entschlüsselung" des Zerstörungsmechanismus werden zwei Befestigungslösungen vorgestellt : die erste gewährleistet eine vollständige Erdbebensicherung (Kosten : 40% des Gebäudewertes) und die zweite sichert die Festigkeit unter Vertikallasten (Kosten : 17% des Gebäudewertes). Genehmigt und ausgeführt wurde die zweite Lösung.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara
CONSTRUCŢII
Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

INTERACŢIUNEA CADRE SPAŢIALE DE BETON ARMAT — FUNDAŢII-TEREN

DE

D. M. ANASTASESCU

Problema interacţiunii spaţiale dintre structură şi terenul de fundare, constituie una dintre preocupările de cercetare, de interes major, în proiectarea eficientă a structurilor, sub aspectul siguranţei şi economiei.

Orientarea accentuată, în ultimul deceniu, a cercetărilor spre acest domeniu, este demonstrată de amplificarea considerabilă, pe plan mondial, a publicaţiilor ce tratează acest subiect, faţă de studiile sporadice anterioare (printre primele de acest gen, publicate în ţara noastră, se menţionează cele referitoare la cadrele plane [5], extinse apoi la cadrele spaţiale pe beton armat [2], [3]).

Dacă fenomenul de bază este, în general, simplu de intuit, în viziunea structurilor ca şi o continuare a materiei terestre (prelucrată desigur de mintea şi mîna omului), el prezintă în schimb dificultăţi deosebite în modelarea sa corectă, spaţială, conformă cu realitatea, cu repercusiuni directe în aprecierea calitativă şi mai ales cantitativă a efectelor rezultate. Complicaţii suplimentare în analiza fenomenului apar în cazul cadrelor spaţiale, de beton armat şi al terenurilor de fundare coezive, ca urmare a comportării lor reologice (curgerea lentă a betonului şi consolidarea argilei) [7] [3]. În condiţiile unei asemenea complexităţi, generată de numărul foarte mare de necunoscute ce intervin în analiza structurală, rezolvările numerice necesare au impus utilizarea calculului automat, în vederea încadrării întregii soluţionări în limitele de timp acceptabile, sub aspectul productivităţii muncii.

La alegerea *modelului de calcul*, aplicarea procedeului de discretizare a ansamblului spaţial suprastructură-fundaţie-sol într-un număr arbitrar dar finit de regiuni (suprastructuri), denumit *metoda elementelor finite*, a cunoscut o amplă şi rapidă extindere datorită posibilităţilor de aplicare a calculatoarelor electronice. Pentru modelarea fundaţiilor izolate (de suprafaţă sau adîncime) şi a terenului de fundare din zona activă a acestuia se pot utiliza elemente finite *unidimensionale* („metoda barelor fictive" [2]) sau *tridimensionale*, acestea din urmă permiţînd reflectarea mai exactă, în calcule, a efectelor unor stratificaţii variate ca natură şi extindere. În cazul utilizării elementelor finite unidimensionale, în vederea modelării proprietăţilor elastice ale terenului de fundare, se poate aplica fie ipoteza *coeficientului de pat* (Fuss-Winkler) în varianta iniţială sau într-una din variantele îmbunătăţite, fie ipoteza *semispaţiului* elastic, omogen şi izotrop (Boussinesq) superioară primei ipoteze prin reflectarea mai riguroasă a proprietăţilor fizice ale pămînturilor şi a comportării acestora sub încărcări. Dacă discretizarea fundaţiei şi a solului în elemente finite (uni, bi sau tridimensionale) are un caracter convenţional, pentru suprastructura constituită din bare modelul de calcul coincide cu schematizarea ce rezultă din reprezentarea

barelor componente prin axele lor. *Teoria echivalențelor* [1], apărută mai recent, permite transformarea elementelor structurale bi și tridimensionale în rețele de bare fictive de aceeași rigiditate cu structurile reale, și în consecință modelarea întregului ansamblu structură-teren de fundare, sub forma unui sistem constituit numai din bare, schematizare mai familiară inginerilor proiectanți.

Din cele două *metode generale de calcul* (metoda eforturilor și metoda deplasărilor), ultima este preferată în rezolvarea cadrelor spațiale în interacțiune cu fundațiile și solul, în special datorită avantajelor de sistematizare a calculelor, într-o formulare matriceală, pentru programarea la calculatoarele electronice. Rezolvarea sistemului ecuațiilor de condiție din această metodă se poate face în ansamblu, respectiv pe subansambluri (substructuri sau subscheme), în funcție de capacitatea memoriei calculatorului, în cel de-al doilea caz calculul putînd fi parcurs în etape succesive sau numai în două etape. Totodată, rezolvarea sistemului de ecuații poate fi efectuată simultan sau iterativ, cu transmiteri directe sau indirecte între legăturile nodale sau între nodurile structurii [3] [6].

Dintre *factorii cu influență*, hotărîtoare asupra interacțiunii structură–teren de fundare se reținn [4] :

– *modul de acționare al încărcărilor*, statică sau dinamică (în cel de-al doilea caz intervenind și forțele de inerție), respectiv de scurtă sau lungă durată, conducînd la modificări în matricea de rigiditate $[K]$ a ansamblului structural (suprastructură – fundații – teren) prin introducerea unor valori diferite pentru modul de elasticitate al betonului (E_b) și cel de deformație liniară al terenului (E_0), în funcție de cazul considerat ;

– *comportarea* elastică sau elasto-plastică a *materialelor* (structură, sol), stadiul de fisurare în faza elastică (I, nefisurat, respectiv II fisurat) introducînd modificări în matricea $[K]$ prin valorile caracteristice elastice (A_b, I_0 respectiv A_{bred}, I_{bred}), respectiv în faza elasto-plastică modificări mai substanțiale în matricele $[K]$ și $[C]$, datorită apariției succesive a articulațiilor plastice și a degradării progresive a materialelor constructive ;

– *rigiditatea suprastructurii, fundației și a terenului de fundare* din zona activă a acestuia, respectiv *raportul dintre aceste rigidități*, efectul de interacțiune accentuîndu-se pe măsură ce rigiditatea terenului scade și cea a structurii crește.

Cercetările teoretice și experimentale (de laborator și „in situ") au condus la precizarea următoarelor *efecte* ale interacțiunii dintre cadrele spațiale de beton armat și terenul de fundare.

1. *Modificarea cantitativă și uneori chiar calitativă* (cu schimbare de semn) a stării de eforturi și deformații a ansamblului structural spațial, față de ipoteza neglijării acestei interacțiuni. Astfel se observă :

– *suprаîncărcarea* respectiv *descărcarea* unor elemente de structură ;

– *reducerea eforturilor* provocate de acțiunea unor deformații impuse, cum sînt cele, de exemplu, datorită variației de temperatură ;

– în cazul cadrelor spațiale curente (cu stîlpi verticali sau ușor înclinați) și al încărcărilor gravitaționale, *efectul rotirii* reazemelor se extinde în special asupra stîlpilor de la primul nivel, pe cînd cel al *tasării* reazemelor se resfrînge cu precădere asupra tuturor riglelor cadrelor ;

– includerea în calcule a *efectelor reologice* (curgerea lentă a betonului și consolidarea argilelor) conduce la evitarea unor supradimensionări posibile în cazul cînd calculul s-ar efectua un ipoteza de deformare elastică.

2. *Modificarea modului de vibrație* a cadrelor spațiale, în cazul încărcărilor dinamice (seismice), conducînd la *reducerea* acestor încărcări. Totodată, energia absorbită prin deformarea terenului de fundare, în cazul seismelor, pate fi de același ordin de mărime cu cea absorbită de structură prin deformații elasto-plastice, constituind astfel o rezervă în mecanismul de protecție al acesteia. Pe de altă parte, prezența unor terenuri slabe (argile slab consistente, nisipuri afînate etc.) conduce însă la o amplificare a efectului acțiunii seismice.

Ca urmare a efectelor de mai sus, rezultă următoarele *concluzii și recomandări*, în vederea obținerii unor *soluții eficiente* în proiectarea cadrelor spațiale de beton armat [4] :

— *adoptarea de soluții constructive eficiente* tehnico-economic (evitarea amplasamentelor cu terenuri slabe, consolidarea acestora, rigidizarea fundației, tronsonarea structurilor) ;

— *perfecționarea modelelor și metodelor de calcul* prin alegerea unor ipoteze de bază și procedee de discretizare cît mai apropiate de realitate și cu extinderea utilizării calculatoarelor electronice de mare capacitate ;

— *determinarea corectă a caracteristicilor fizico-mecanice* ale ansamblului (structură și teren de fundare) pe baza unor viitoare cercetări experimentale, în laborator și mai ales la scară naturală („in situ"), atît în etapele de execuție cît și în perioade de exploatare, confruntînd valorile eforturilor și deformațiilor calculate cu cele măsurate ;

— *extinderea (amplificarea) cercetărilor teoretice și experimentale de interacțiune dinamică*, domeniul mai puțin cunoscut în prezent, datorată atît complexității deosebite a fenomenelor fizice cît și necesității de utilizare a unui aparataj adecvat (platforme dinamice, seismice etc.) ;

— *extinderea colaborării pe plan național și internațional*, în domeniul cercetărilor de interacțiune structură — sol (dezbateri și conferințe periodice, bănci de date etc.).

Pentru ca rezultatele acestor cercetări să se reflecte, în mod concret, în soluțiile de proiectare curentă, este necesară atît elaborarea unor prescripții oficiale obligatorii (*normative*) referitoare la acest subiect, cît și pregătirea corespunzătoare a proiectanților, încă din școală, într-o *concepție* unitară, *de ansamblu*, (structură — teren), privind modul de abordare a calculului structurilor de rezistență.

BIBLIOGRAFIE

1. Absi E., La Théorie des équivalence et son application a l'étude des ouvrages d'art, Annales I.T.B.T.P., Suppl. au no. 298, Paris, oct. (1972).
2. Anastasescu D., Efectul deformațiilor de durată în calculul cadrelor spațiale de beton armat pe reazeme elastice, A III-a Conferință de betoane, Cluj, oct. (1970).
3. Anastasescu D., Calculul cadrelor spațiale de beton armat pe reazeme deplasabile, Teză de doctorat, Timișoara, 1972.
4. Anastasescu D., Interacțiunea suprastructură-fundație-sol în calculul și proiectarea structurilor spațiale formate din bare, Construcții, nr. 8, București, 1980.
5. Avram C., Problema încastrării parțiale pe teren elastic, Comunicări Șt. și Tehn. vol. I., Inst. Politehnic, Timișoara, 1956.
6. Avram C., Anastasescu D., Structuri spațiale, Edit. Academiei R.S.R., București, 1978.
7. Chamecki S., Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction des structures et su sol, Annales I.T.B.T.P., 261, Paris (1969).

REINFORCED CONCRETE SPACE FRAMES – FOUNDATIONS – SOIL INTERACTION

ABSTRACT

Some aspects concerning the models and the methods of analysis as well as the influencing factors for the problem of the interaction between reinforced concrete space frames, foundations and soil are presented, in a synthetical form.

The efects produced by the structure – soil interaction being presented the paper finishes with conclusions and recommendations for efficient solutions in both structural and economical point of view, regarding the design of reinforced concrete space frames.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara
CONSTRUCŢII
Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

SPRE O ÎMBUNĂTĂŢIRE CORELATĂ A PRESCRIPŢIILOR ROMÂNEŞTI DE PROIECTARE ANTISEISMICE A CONSTRUCŢIILOR DE BETON ARMAT

DE

D. DUMITRESCU * R. AGENT *

Una din principalele preocupări ale Catedrei de Construcţii de beton armat din Institutul de Construcţii Bucureşti, în perioada de după cutremurul din 4.III. 1977, a constituit-o acţiunea de îmbunătăţire în continuare a prescripţiilor tehnice legate de proiectarea antiseismică a construcţiilor din beton armat, acţiune care s-a desfăşurat cu colaborarea celorlalte instituţii interesate (INCERC, facultăţile de construcţii din alte oraşe, institutele de proiectare centrale şi judeţene). Între obiectivele de bază urmărite la elaborarea viitoarei ediţii a acestor prescripţii, în curs de redactare, se situează şi necesitatea unei redistribuiri corelate a prevederilor referitoare la construcţiile de beton armat între prescripţiile generale pentru proiectarea elementelor şi structurilor din beton armat (STAS 10.102 şi 10.107), normativul pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor civile şi industriale (P. 100) şi prescripţiile de detaliu referitoare la diverse categorii de structuri din beton armat : structuri cu diafragme monolite (normativul P. 85), panouri mari prefabricate (P. 101) şi altele.

După cum este ştiut, în prima ediţie de după cutremurul din 4.III.1977 a normativului P. 100, o astfel de corelare nu a fost încă posibilă în timpul relativ scurt de care s-a dispus pentru a se pune în mod operativ la îndemîna proiectanţilor prescripţii care să valorifice importanta experienţă acumulată cu ocazia cutremurului.

Un prim aspect nou care a intervenit în prevederile normativului P. 100-78, în raport cu prescripţiile anterioare cutremurului (normativul P. 13–70), îl constituie faptul că *s-a introdus şi pentru construcţiile situate în zonele cu grad de intensitate seismică VI obligaţia de verificare la forţe seismice* şi de respectare a unor măsuri constructive bine precizate. Prin aceasta, întreg teritoriul României a intrat efectiv sub incidenţa prevederilor normativului P. 100–78. Tot odată, prin noua hartă de macrozonare din STAS 11.100/77, s-au extins zonele de grad VII din partea de sud-vest a ţării. S-a materializat astfel o idee care exista şi înainte şi anume că pe un teritoriu de dimensiunile celui al României nu poate fi justificată sub aspectul construcţiilor o diferenţiere atît de netă în zone „seismice" şi „neseismice" cum rezulta din prescripţiile noastre anterioare.

În aceste noi condiţii, nu-şi mai păstrează raţiunea nici existenţa în paralel a unor standarde generale pentru proiectarea elementelor şi structurilor din beton armat, în care să nu fie de loc abordate problemele proiectării antiseismice, şi a unor prescripţii speciale de asigurare antiseismică a aceloraşi construcţii,

* Institutul de Construcţii Bucureşti, Catedra Construcţiilor de betoan armat

cuprinse în normativul P.100. Este de aceea necesar ca în noua lor redactare, standardele susmenţionate să fie axate integral pe cerinţele proiectării antiseismice şi să includă toate prevederile corespunzătoare constructive şi de calcul, care să poată fi în consecinţă eliminate din normativul P. 100. Aceeaşi idee este valabilă şi pentru normativele de specialitate referitoare la diversele tipuri de structuri din beton armat, care trebuie să preia din normativul P. 100 prevederile de detaliu respective. Pentru structurile cu diafragme monolite şi pentru cele din panouri mari prefabricate, aceasta s-a şi realizat prin noua ediţie revizuită a normativului P. 100—78, în care capitolele privitoare la aceste tipuri de structuri au fost suprimate şi înlocuite cu trimiteri la normativele P. 85-78 şi P. 101-78, care conţin toate elementele necesare. Pentru alte tipuri de stucturi, cum ar fi cele în cadre etajate, hale industriale parter etc., aceeaşi mutaţie va fi posibilă pe măsură ce se vor definitiva prescripţii de proiectare specifice adecvate. Unele din acestea sînt de pe acum în curs de elaborare.

În consecinţă, în viitoarea sa formă, normativul general privitor la proiectarea antiseismică a construcţiilor civile, industriale şi agricole (P. 100) ar urma să fie limitat la capitolele cuprinzînd principiile de bază ale concepţiei antiseismice, determinarea forţelor seismice de calcul şi condiţiile de verificare a construcţiilor la aceste forţe.

Privite pe plan mai general, implicaţiile schimbării arătate mai sus nu se limitează la domeniul prescripţiilor tehnice, ci se extind la întreaga filosofie a proiectării structurilor, în care chiar noţiunea de „inginerie seismică" îşi pierde caracterul de specialitate aparte, ajungînd să se confunde cu întreaga inginerie de construcţii de pe teritoriul ţării.

În ceea ce priveşte prevederile referitoare la elementele şi structurile din beton armat, ce urmează să fie cuprinse în standardul 10.107 în ediţia lui viitoare, în curs de redactare, sînt de subliniat următoarele aspecte mai importante :

1. Dacă o separare în zone seismice şi neseismice nu mai subzistă, fiind înlocuită printr-o gradare a cerinţelor constructive şi de calcul în funcţie de gradul de protecţie antiseismică, — rămîne însă necesară pentru elementele structurale din beton armat o altă diferenţiere şi anume în elemente care participă la preluarea solicitărilor seismice (la absorbirea energiei seismice) şi cele care nu participă sau sînt afectate în măsură nesemnificativă. Ar intra în această ultimă categorie de exemplu :

— cadrele intermediare ale structurilor cu diafragme rare la clădiri etajate, cînd diafragmele sînt suficient de rigide pentru a prelua practic integral forţele orizontale seismice ;

— grinzile secundare ale planşeelor ;

— riglele prefabricate ale şarpantelor de hale industriale, cînd sînt legate articulat de stîlpi.

Atît măsurile constructive cît şi unele prevederi legate de calcul, inclusiv cerinţele de ductilitate, trebuie diferenţiate în prescripţii între cele două categorii de elemente arătate mai sus.

2. Aşa cum apare parţial şi în actuală formă a normativului P. 100-78, influenţa solicitărilor seismice se răsfrînge şi asupra calculului secţiunilor elementelor de beton armat. Caracterul alternant al solicitărilor şi apariţia inevitabilă a unor articulaţii plastice influenţează în mod direct asupra schemelor de cedare şi deci a relaţiilor de calcul şi chiar asupra valorilor rezistenţelor de calcul ce trebuiesc luate în considerare pentru beton şi armătură.

3. O atenţie specială necesită secţiunile în care se prevede apariţia de articulaţii plastice sub acţiunea solicitărilor seismice sau spre care se urmăreşte chiar în mod deliberat să se dirijeze apariţia lor. Există propuneri de a se da

prescripții de calcul și de alcătuire constructivă speciale pentru astfel de secțiuni, pe linia asigurării unei ductilități sporite în raport cu celelalte secțiuni din cadrul structurii. Aceasta ar permite o concentrare a măsurilor mai severe spre unele puncte, dînd posibilitatea unei proiectări mai economice pentru restul structurii. Aplicarea unor asemenea prevederi presupune însă efectuarea unei analize post-elastice atente a structurii în ansamblu, ceea ce nu este practic posibil la orice proiect.

4. Dimensionarea structurilor la forțele seismice convenționale stabilite în prescripții, la un nivel de asigurare rezonabil în raport cu caracterul excepțional al acțiunilor seismice puternice și cu imperativul unei proiectări în limite economice, nu exclude posibilitatea unor eventuale suprasolicitări în cazul unui cutremur de intensitate mare. În aceste condiții, structura își mobilizează toate rezervele de capacitate portantă și de ductilitate pentru a „supraviețui" chiar cu avarii mai grave. Determinarea prin calcul a capacității portante în acest context presupune considerarea ca stare limită de rezistență cedarea ansamblului construcției și nu a unor elemente componente ale ei. În consecință, se pune problema adoptării pentru rezistențele de calcul ale materialelor și în special pentru armături, a unor valori probabile care să reflecte o medie a rezistențelor din multe secțiuni, deci mai apropiate de valoarea medie a rezistenței materialului respectiv decît de cea minimă probabilă considerată în mod bișnuit ca rezistență de calcul în metoda de calcul la stări limită. Va trebui să se dea astfel de valori și în prescripții, cu arătarea clară a sensului și domeniului lor de utilizare.

Pe linia celor de mai sus, s-a desfășurat în ultimii ani în cadrul Catedrei de Construcții din beton armat a Institutului de Construcții București o vastă activitate de cercetare teoretică și experimentală și de testare a prevederilor constructive și de calcul propuse, atît prin studii parametrice, cît și pe proiecte concrete. Este de subliniat că în această perioadă s-au elaborat de către membrii catedrei, cu ajutorul studenților, numeroase proiecte de investiții și proiecte tip, care au dat prilejul unor asemenea verificări și testări.

Dintre cele mai importante proiecte tip de utilizare republicană elaborate în ultimii ani citäm :

— structuri prefabricate tipizate pentru clădiri etajate (hale industriale, anexe social-administrative pentru industrii, cantine-restaurant, clădiri de locuit cu structură în cadre prefabricate, clădiri etajate din celule spațiale prefabricate), săli de sport etc. ;

— castele de apă de 1 500 și 2 000 mc capacitate ;

— silozuri de cereale de mare capacitate ;

— rezervoare de apă și de produse petroliere.

De asemenea, s-au proiectat, fie integral, fie sub forma de colaborări (asistență tehnică), numeroase lucrări de investiții : blocuri de locuințe, clădiri social-culturale, hale industriale, depozite etajate, castele de apă, coșuri de fum industriale, rezervoare de lichide etc.

O activitate direct legată de valorificarea constatărilor de la cutremurul din 4.III.1977 o constituie și numeroasele expertize tehnice efectuate de membrii catedrei la diferite construcții avariate de cutremur, în București și în alte orașe, uneori însoțite și de proiectele de consolidare corespunzătoare.

Cercetări cu caracter experimental s-au efectuat atît în laboratorul catedrei cît și în colaborare cu INCERC. Sînt de menționat cele referitoare la :

nodurile structurilor în cadre ale clădirilor civile multietajate, diafragme de beton armat, îmbinările elementelor prefabricate, comportarea structurilor în cadre în domeniul post-elastic, comportarea stîlpilor din beton armat solicitați la compresiune excentrică oblică și altele.

O pondere mai mare decît în trecut în activitatea de cercetare au căpătat-o *experimentările numerice*, care au permis investigarea pe bază de studii parametrice a unor domenii dificil de acoperit prin cercetări experimentale. Dintre acestea sînt de citat :

— analiza asupra relației moment-curbură pentru elemente de beton armat supuse la încovoiere, la compresiune excentrică și la întindere excentrică, ca bază pentru calcule de structuri în domeniul post-elastic și pentru calcule biografice ;

— comportarea elementelor încovoiate și comprimate excentric la solicitări alternante ;

— comportarea stîlpilor de hale industriale parter și a altor elemente de tip consolă verticală încastrată la bază, cum sînt turnurile castelelor de apă, în domeniul post-elastic, la încărcări alternante și luarea în considerare a influenței interacțiunii sol-structură asupra acestei comportări ;

— solicitarea în domeniul post-elastic a stîlpilor cu goluri ai halelor industriale cu poduri rulante la acțiuni seismice ;

— capacitatea portantă și ductilitatea secțiunilor de diafragme, inclusiv cazul special al diafragmelor scurte ;

— calculul de ordinul II al structurilor cu stîlpi zvelți ;

— calculul elementelor solicitate la compresiune excentrică oblică ;

— metode biografice și energetice în proiectarea antiseismică a structurilor de beton armat ;

— comportarea planșeelor lucrînd ca șaibe la forțe orizontale ;

— discretizarea elementelor de suprafață, prin elemente finite modelînd specificul betonului armat ;

— utilizarea precomprimării parțiale, ca mijloc de ductilizare a elementelor de beton precomprimat și a îmbinărilor prin precomprimare supuse la solicitări seismice ;

— comportarea de ansamblu a silozurilor de cereale la încărcări gravitaționale și seismice, cu luarea în considerare a interacțiunii sol-structură ;

— comparații între prescripțiile de proiectare românești și cele din alte țări.

Noile prevederi ale rescripțiilor, atît cele oficializate cît și cele aflate încă în curs de definitivare, au fost aduse la cunoștința unor cercuri largi de ingineri proiectanți prin diferitele cursuri post-universitare și de reciclare organizate la Institutul de Construcții București și prin prelegeri ținute în mai multe institute de proiectare din București și din alte localități, între care și Timișoara. Un astfel de dialog permanent cu institutele de proiectare este indispensabil pentru a asigura pregătirea și familiarizarea din timp a proiectanților cu aspectele mai noi ale prescripțiilor tehnice.

Totodată, s-a urmărit ca aceste prescripții, pe măsura publicării lor, să fie însoțite de materialele auxiliare necesare pentru proiectare și calcul (tabele, abace și exemple numerice, date constructive detaliate, comentarii), fie chiar în corpul prescripțiilor respective sau în anexe ale lor, fie sub forma de îndrumătoare și manuale separate sau articole cu comentarii în revistele de specialitate.

FOR A CORRELATED IMPROVEMENT OF THE ROUMANIAN PRESCRIPTIONS FOR ANTISEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS.

SUMMARY

After the earthquake that happened on the 4 of March 1977, seismic engineers put the problem of improving the technical prescriptions concerning the antiseismic design of reinforced concrete constructions. (STAS 10.102; 10107 ; Normativ P 100 ; P 85 ; P 101 ;).

As the normativ P 700-78 introduced the obligation of verifying the buildings raised in areas of high seismicity (degree of seismicity=6) and subjected to seismic forces, all the Roumanian teritory entered under the incidence of this normative.

In these conditions there is no reason of using general standarrs for designing reinforced elements and structures in which antiseismic design is not included.

Based on this problems, the actual work deals with teoretical and experimental activity, as with testing the proposed constructive rates for parametrical studies, as for direct designes.

This work includes also a list with recent works elaborated by members of the Departament of Reinforced Concrete Constructions from the Construction Institute in Bucharest, concerning with this problems, mentioned above.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

CONSIDERAŢII PRIVIND INFLUENŢA DUCTILITĂŢII ASUPRA RĂSPUNSULUI SEISMIC AL STRUCTURILOR

DE

I. FILIMON, I. DEUTSCH, C. JIVA, A. IRHAŞIU, MONICA IZVERCEAN

1. Spectre seismice de răspuns ale unui sistem inelastic la acţiunea cutremurului

Lucrarea îşi propune să scoată în evidenţă cîteva aspecte ale influenţei ductilităţii asupra răspunsului seismic real — inelastic — al structurilor de hale industriale cu parter fără pod rulant.

Influenţa pe care o exercită cutremurul asupra structurilor (caracterizate prin perioade proprii fundamentale), respectiv modul în care structurile răspund unei excitaţii seismice, se exprimă prin aşa-zisele spectre de răspuns. Spectrele de răspuns realizează legătura cauzală între acţiunea seismică şi efectul produs asupra structurilor (răspunsul structurilor).

Pot fi reprezentate spectre ale deplasărilor structurii (S_d), ale vitezelor (S_v), sau ale acceleraţiilor (S_a). În fig. 1 este arătat spectrul vitezelor relative N—S de la cutremurul din 4 Martie 1977 din Vrancea (Bucureşti).

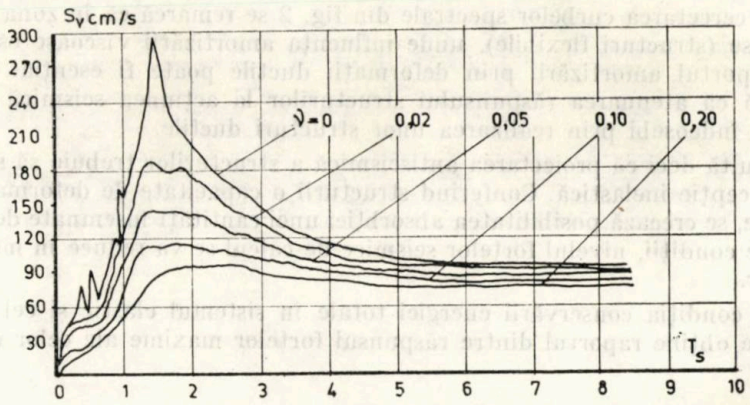


Fig. 1.

Răspunsul structurilor la excitaţia seismică este atenuat prin frecări interne (amortizarea vîscoasă) şi prin deformaţii neelastice (amortizare prin ductilizare). Pe măsură ce amortizarea este mai puternică, răspunsul structurii este mai redus.

Amortizarea vîscoasă este capacitatea structurii de a disipa energia prin frecări interne şi constituie o caracteristică a materialelor din care sînt execu-

tate structurile şi se exprimă prin fracţiunea de amortizare critică ν care pentru construcţiile de beton armat monolit variază între 2...14%.

Spectrele seismice de răspuns au o largă folosire în evaluarea răspunsului seismic al structurilor cu unul sau mai multe grade de libertate pe baza metodei analizei spectrale.

Pe baza acestei metode se trasează spectrele de răspuns al unui sistem inelastic la acţiunea cutremurului pentru o fracţiune de amortizare critică dată şi diferiţi factori de ductilitate (fig. 2) [1] [7].

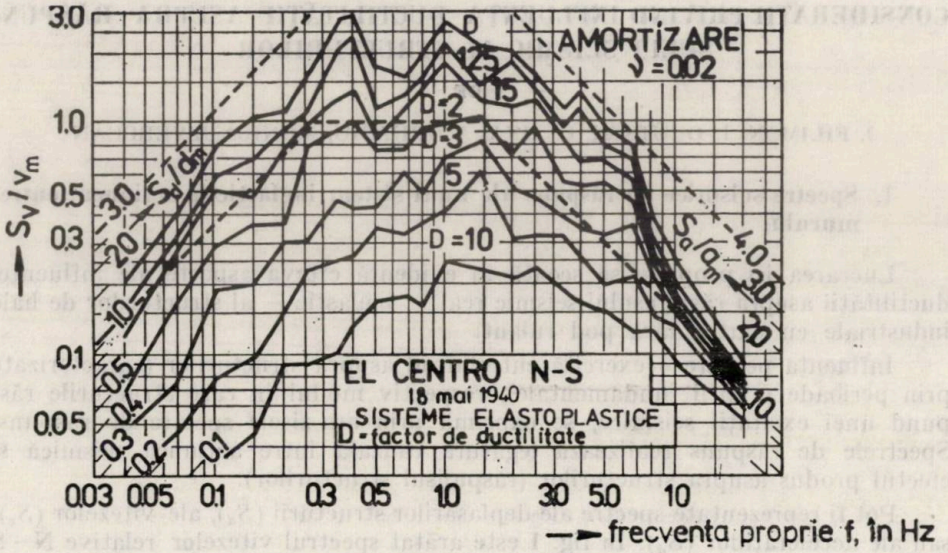


Fig. 2.

Din cercetarea curbelor spectrale din fig. 2 se remarcă că în zona frecvenţelor joase (structuri flexibile), unde influenţa amortizării vîscoase este neglijabilă, aportul amortizării prin deformaţii ductile poate fi esenţial. Aceasta înseamnă că atenuarea răspunsului structurilor la acţiunea seismică poate fi obţinută îndeosebi prin realizarea unor structuri ductile.

Rezultă deci că proiectarea antiseismică a structurilor trebuie să se bazeze pe o concepţie inelastică. Conferind structurii o capacitate de deformaţie plastică mare, se creează posibilitatea absorbţiei unei cantităţi însemnate de energie. În aceste condiţii, nivelul forţelor seismice de calcul se va reduce în mod corespunzător.

Din condiţia conservării energiei totale în sistemul elastic şi cel elastico-plastic se obţine raportul dintre răspunsul forţelor maxime ale celor două sisteme [2]

$$\psi_D = \frac{1}{\sqrt{2D-1}} < 1. \qquad (1)$$

Forţele seismice corespunzătoare comportării inelastice a structurii se vor obţine reducînd forţele seismice elastice prin înmulţire cu factorul subunitar ψ_D. Cu cît structura va avea o capacitate de deplasare plastică (ductilitatea D) mai mare, cu atît forţele seismice de calcul vor fi mai mici.

După normele americane [2] pentru o structură de beton armat ductilă $D=5$ forţele de calcul se vor reduce la o treime ($\psi_D = 1/3$) faţă de forţele elastice.

O asemenea concepție de proiectare, dealtfel acceptată de majoritatea prescripțiilor de calcul antiseismic al structurilor, este rațională, economică și îndeplinește cerințele de siguranță.

La halele industriale cu parter (fără pod rulant) (fig. 3, a) condiția de echilibru dinamic la un moment oarecare se scrie cu notațiile din fig. 3, b :

$$F_i+F_v+F_r=0 \tag{2}$$

unde F_i, F_v și F_r reprezintă forța de inerție, forța vîscoasă și forța de rapel.

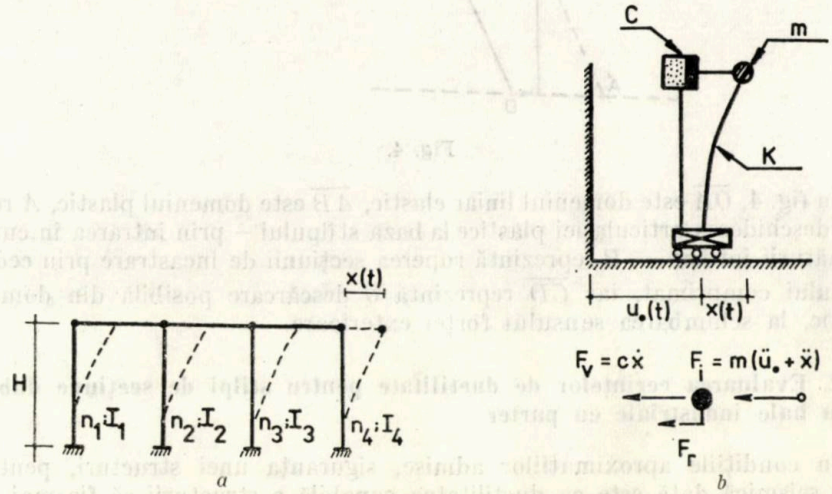


Fig. 3.

Ecuația de mișcare la acțiuni seismice pentru un sistem cu un grad de libertate obținută din condiția (2) va fi :

$$\delta\ddot{x}+2\lambda p\delta\dot{x}+\frac{K}{m}\delta x=-\delta\ddot{u}_0 \tag{3}$$

unde :

p este pulsația proprie (elastică a structurii) ;
λ — factorul de amortizare ;
K — rigiditatea incrementală instantanee a structurii ;
$\ddot{u}_0(t)=A_0(t)$ — accelerograma mișcării solului produs de cutremur ;
δ — deplasări relative de răspuns a structurii.

Pentru integrarea ei se folosește o metodă numerică și prezintă răspunsul seismic complet (inelastic) al structurii, deplasarea, viteza și accelerația la fiecare moment de timp, pe baza cărora se calculează eforturile în stîlpi — forța tăietoare și momente încovoietoare — deformațiile plastice ale acestora — rotiri plastice în secțiunile de încastrare.

În prezent concepția de proiectare a structurii ține seama de atenuarea răspunsului structurii prin deformații neelastice — și care reprezintă capacitatea unei structuri de a absorbi energia mecanică prin deformații plastice în ambele sensuri și este caracterizat prin conceptul de ductilitate.

Ductilitatea efectivă reprezentînd raportul dintre deformația elastoplastică maximă și deformația structurii la pragul elastic (la intrarea în curgere a armăturii întinse) și care poate fi stabilită din diagrama forță-deplasare a structurii ($F-\Delta$) (fig. 4).

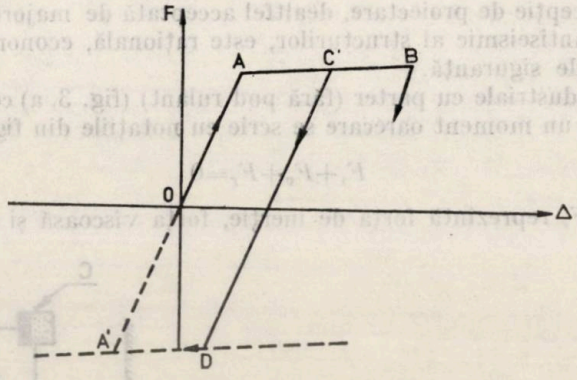


Fig. 4.

În fig. 4, $\overline{OA}$ este domeniul liniar elastic, $\overline{AB}$ este domeniul plastic, A reprezintă deschiderea articulației plastice la baza stîlpului – prin intrarea în curgere a armăturii întinse – B reprezintă ruperea secțiunii de încastrare prin cedarea betonului comprimat, iar $\overline{CD}$ reprezintă o descărcare posibilă din domeniul nelastic, la schimbarea sensului forței exterioare.

2. Evaluarea cerințelor de ductilitate pentru stîlpi de secțiune dublu T pentru hale industriale cu parter

În condițiile aproximațiilor admise, siguranța unei structuri, pentru o iforță seismică dată este ca ductilitatea capabilă a structurii să fie mai mare decît ductilitatea necesară :

$$D_{cap} \geqslant D_{nec} \tag{4}$$

în care ductilitatea capabilă (D_{cap}) este o caracteristică intrinsecă a structurii, iar cea necesară (D_{nec}) depinde de excitația seismică admisă în calcul. Relația (4) este suficient de acoperitoare dacă se face verificarea pentru fiecare stîlp, nu și a întregii structuri, implicit, nu este necesară în acest caz calcularea curbei $F-\Delta$ pentru structură ci numai pentru element.

În cazul stîlpilor, cum ductilitatea este invers proporțional cu efortul mediu de compresiune, se recomandă să se ia o asigurare suplimentară la dimensionarea secțiunii de beton, punînd condiția ca valoarea efortului mediu de compresiune să nu depășească 0,2...0,4 din R_c^n. Asigurări similare trebuie luate pentru suplinirea ductilității reduse la forțe tăietoare. Cu aceste măsuri, așa cum se va vedea în continuare, se pot obține pentru stîlpi valori ale ductilității între 2 și 5.

Studii teoretice și experimentale pentru determinarea ductilității capabile la stîlpii de beton armat de secțiune dublu T pentru halele industriale cu parter au fost efectuate de mai mulți ani de către Catedra de Beton Armat și Clădiri al I.P. „T.V." Timișoara și a căror rezultate parțiale sînt date în lucrările : [3] [4] [8], iar pentru secțiuni dreptunghiulare de alți autori în lucrarea [5].

În continuare se va prezenta analiza comportării în domeniul inelastic precum și ductilitatea secțională obținută pentru stîlpi de secțiune dublu T încercați de autori. În cadrul acestor studii s-a efectuat determinarea cantității de energie disipată în cursul ciclurilor de încărcare alternante precum și calculul factorului de ductilitate secțional ca raport al săgeților de rupere și a celor

corespunzătoare începerii curgerii armăturii întinse. S-au variat următorii parametrii :

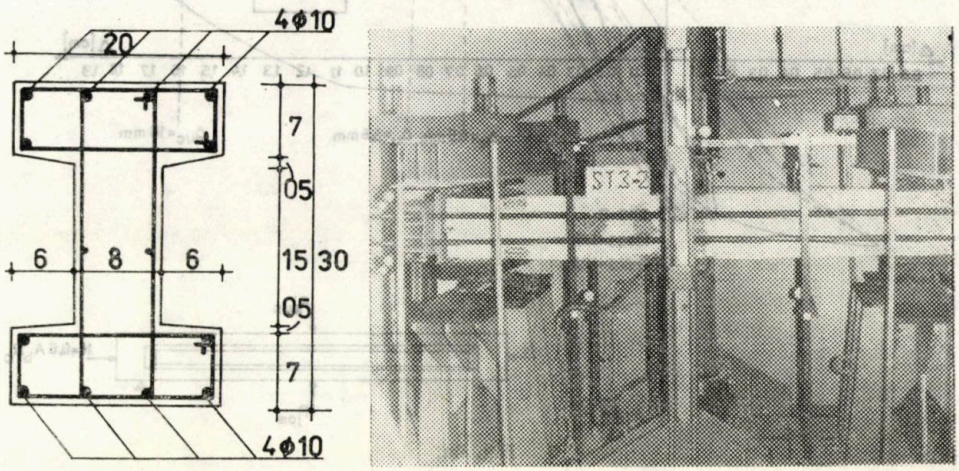
– raportul $\bar{n}=N/A_bR_c=0{,}15-0{,}6$;

– zvelteţea la forfecare $M/Qh_0=1{,}5$ şi 4 ;

– procentul de armare transversal p_e ; s-au utilizat etrieri din OB 37 ⌀6 la 20 cm şi ⌀6 la 10 cm.

Elementele experimentale au fost executate la scara 1 : 2, confecţionate din beton marca B 200 şi armate simetric cu 4⌀10 mm din PC 52.

Dimensiunile secţiunii transversale se arată în fig. 5, a, iar modul de încărcare în fig. 5, b.



a *b*

Fig. 5.

Stîlpii au fost supuşi la o forţă axială gravitaţională constantă, iar transversal au fost încărcaţi alternant, în regim static, la mai multe cicluri de încărcare-descărcare, crescătoare pînă la rupere, avînd treptele P ; 1,1 P ; 1,2 P ; 1,3 P ; 1,4 P şi P_{rupere}, într-un sens şi apoi în celălalt. Pe baza acestor cicluri s-au determinat diagramele forţă-deformaţie ($F-\Delta$). În figura 6, a se arată ciclograma obţinută la încărcarea stîlpului ST 1 – 1, la care forţa tăietoare avea influenţă redusă ($M/Qh_0=4$). În figura 6,b se arată ciclograma obţinută la încărcarea stîlpului ST 2 – 1, la care forţa tăietoare avea efect predominant ($M/Qh_0=1{,}5$).

Din analiza datelor experimentale rezultă că se poate conta, la stîlpi fără efecte importante ale forţei tăietoare, pe ductilităţi de ordinul :

– pentru stîlpi cu forţa axială relativ redusă ($\bar{n}=0{,}15$) se pot asigura ductilităţi secţionale $D=5-6$ cînd etrierii sînt la distanţă 15 – 20 cm şi de 7 şi 8 cînd se îndeasă etrierii la capetele stîlpilor la 10 cm distanţă ;

– pentru stîlpi cu forţă axială relativ mijlocie ($\bar{n}=0{,}15-0{,}3$) pentru a asigura ductilităţi secţionale de ordinul $D=2{,}5-4$, este necesară îndesarea etrierilor la capetele stîlpilor la distanţa de 10 cm ;

– pentru stîlpi cu forţă axială relativă mare ($\bar{n}=0{,}3-0{,}6$) prin îndesarea etrierilor la capetele stîlpilor la 10 cm distanţă se poate asigura o ductilitate secţională $D=1{,}5-2{,}2$.

Studiile experimentale arată că, în general, nu este recomandabilă alcătuirea unor stîlpi de secţiune dublu T cu zvelteţe la forfecare $M/Qh_0<4$ deoarece în

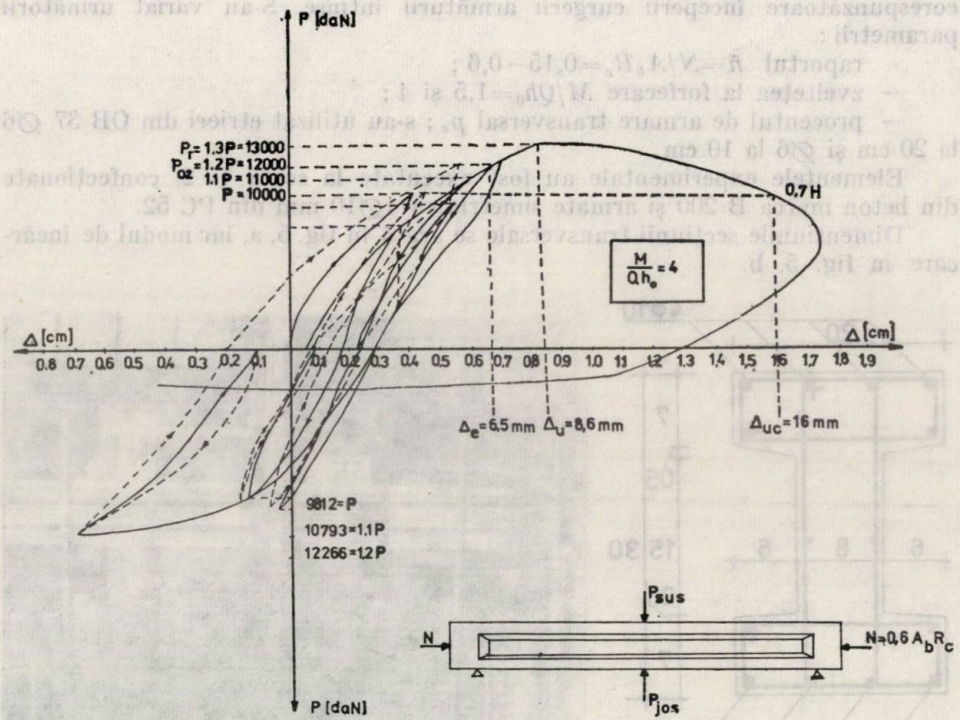


Fig. 6a.

aceste cazuri ruperea este mai casantă şi nu se pot asigura ductilităţi secţionale $D>3-4$ chiar dacă se îndeasă etrierii la capetele stîlpilor la 10 cm distanţă, nici chiar în cazul forţelor axiale relative mici.

În proiectare, dacă din anumite cauze se cere utilizarea unor stîlpi la care forţa tăietoare este predominantă şi din cutremur poate apare ruperea la forţe tăietoare, ductilitatea capabilă se poate calcula cu relaţiile stabilite pentru elemente cu forţă tăietoare redusă [8] prin multiplicarea acesteia cu coeficientul k_r dat de relaţia :

$$k_r = 0{,}76 + 0{,}06 \frac{M}{Qh_0} \leqslant 1{,}0. \tag{5}$$

În ceea ce priveşte calculul ductilităţii necesare se poate face după două procedee : primul procedeu este utilizat de proiectul IPCT Nr. 5369/1979 [9] şi este mai aproximativ şi are la bază ipoteza egalităţii deplasării, respectiv energia maximă absorbită între oscilatorul inelastic şi cel elastic de aceeaşi rigiditate iniţială, rezultînd :

$$D_{nec} = \frac{1{,}8}{K\psi} \tag{6}$$

unde : $K = \dfrac{Fy}{F_{cod}}$ — coeficient de siguranţă la sarcina laterală dată de normativ şi reprezintă raportul dintre forţa laterală care corespunde intrării în curgere a tuturor stîlpilor structurii şi forţa laterală în calculul seismic convenţional dat de normativul P 100-78.

ψ este factor definit în normativul P 100-78.

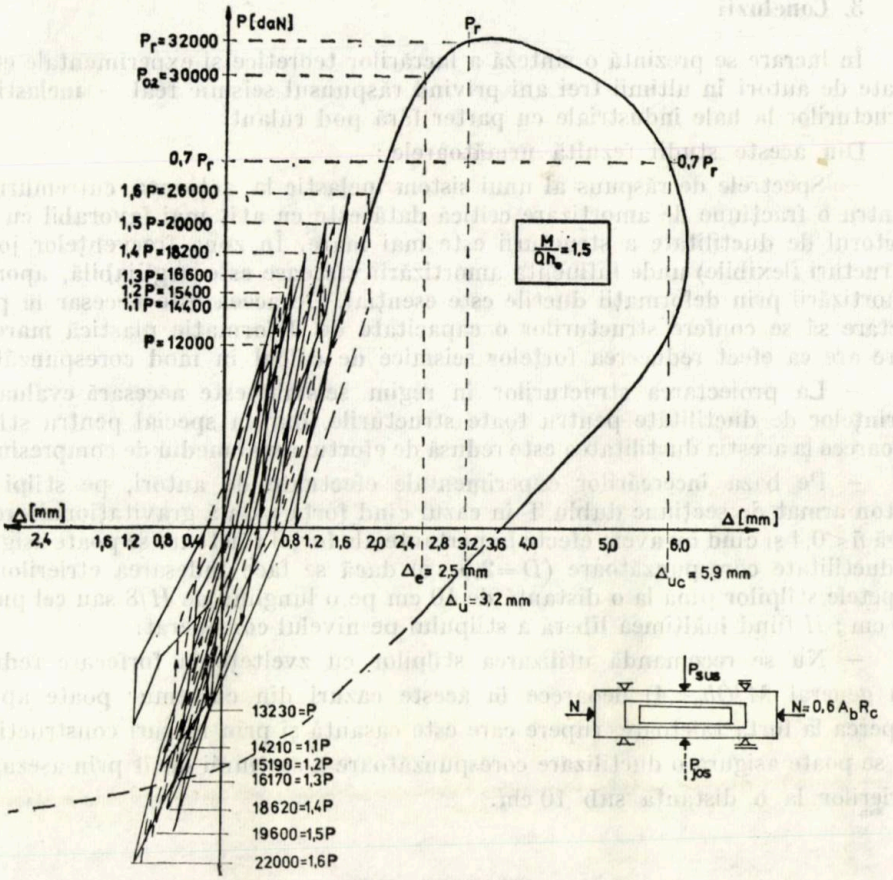


Fig. 6b.

Al doilea procedeu de calcul a ductilității necesare stabilit de autori în lucrarea [4] are la bază egalitatea dintre lucrul mecanic de deformație din stadiul elastic și cel absorbit în stadiul inelastic. Astfel se obține o relație de calcul mai complexă care ține seama de gradul de seism (prin accelerația a), de procentul de armare longitudinal a secțiunii, de mărimea relativă a forței axiale gravitaționale n'' cît și de marca betonului:

$$\frac{a}{\sqrt{D_{nec}}} = \frac{6{,}94}{H/h}\left(1-\alpha' n''+\frac{k_x \alpha_x}{n'}\right) \tag{7}$$

în care s-au notat:

$$\alpha_x = \mu_x \frac{\sigma_c}{R_i}; \quad k_x = \frac{2h_0(2h_0-h)}{h^2}; \quad n' = \frac{N}{b_p h R_i};$$

$$n'' = \frac{N}{b_p h R_c} \text{ și } \alpha' = \frac{R_c}{R_i}. \tag{8 a la e}$$

Pentru ușurarea calculelor de proiectare, autorii [4] au alcătuit abace care ușurează și face mai operativă verificarea inegalității (4). În cazul în care nu se respectă inegalitatea se trece la îndesarea etrierilor de la capetele stîlpilor pînă la 10 cm distanță.

3. Concluzii

În lucrare se prezintă o sinteză a lucrărilor teoretice și experimentale efectuate de autori în ultimii trei ani privind răspunsul seismic real — inelastic a structurilor la hale industriale cu parter fără pod rulant.

Din aceste studii rezultă următoarele :

— Spectrele de răspuns al unui sistem inelastic la acțiunea cutremurului pentru o fracțiune de amortizare critică dată este cu atît mai favorabil cu cît factorul de ductilitate a structurii este mai mare. În zona frecvențelor joase (structuri flexibile) unde influența amortizării vîscoase este neglijabilă, aportul amortizării prin deformații ductile este esențial. De aceea este necesar în proiectare să se confere structurilor o capacitate de deformație plastică mare și care are ca efect reducerea forțelor seismice de calcul în mod corespunzător.

— La proiectarea structurilor în regim seismic este necesară evaluarea cerințelor de ductilitate pentru toate structurile, dar în special pentru stîlpi, deoarece la aceștia ductilitatea este redusă de efortul axial mediu de compresiune.

— Pe baza încercărilor experimentale efectuate de autori, pe stîlpi de beton armat de secțiune dublu T în cazul cînd forța axială gravitațională relativă $\bar{n}<0{,}4$ și cînd nu avem efecte importante ale forței tăietoare se poate asigura o ductilitate corespunzătoare ($D=2{,}5-5$) dacă se face îndesarea etrierilor la capetele stîlpilor pînă la o distanță de 10 cm pe o lungime de $H/8$ sau cel puțin 60 cm ; H fiind înălțimea liberă a stîlpului pe nivelul considerat.

— Nu se recomandă utilizarea stîlpilor cu zvelțețe la forfecare redusă (în general $M/Qh_0<4$) deoarece în aceste cazuri din cutremur poate apare ruperea la forța tăietoare, rupere care este casantă și prin măsuri constructive, nu se poate asigura o ductilizare corespunzătoare a secțiunii decît prin așezarea etrierilor la o distanță sub 10 cm.

BIBLIOGRAFIE

1. M. Ifrim, Analiza dinamică a structurilor și ingineria seismică, Ed. Didactică și Pedagogică, 1973, București.
2. Al. Cișmigiu, Forțe. Materiale. Structuri, Arhitectura Nr. 3—4, 1972, București.
3. I. Filimon, I. Deutsch, A. Irhașiu, Monica Izvercean și C. Jiva, Aspecte ale comportării la încărcări alternante, a stîlpilor din beton armat de secțiune dublu T comprimați excentric, Rev. Constr. Nr. 7/1980.
4. I. Filimon, I. Deutsch, C. Jiva, A. Irhașiu și Monica Izvercean, Studiu teoretic privind calculul ductilității secționale a stîlpilor comprimați excentric de secțiune dublu T, Buletinul I.P.T., Seria Construcții Nr. 1.1971.
5. F. Wolovits, Verificarea la cerințele de ductilitate a stîlpilor de beton armat din structuri cu un grad de libertate, Rev. Construcții, Nr. 6/1980.
6. R. Park, T. Paulav, Reinforced Concrete Structures, John Wiley, New York, London, Sydney, Toronto, 1975.
7. J. M. Fintel, Handbook of Concrete Engineering, Van Iostrad Reinhold Company, New York, 1974.
8. * * * Experimentări pe stîlpi comprimați excentric solicitați la încărcări alternante cu sau fără efecte importante ale forței tăietoare. Referat cu concluzii ICCPDC — Filiala Timișoara, 1979 și 1980.
9. * * * Studiu pentru evaluarea cerințelor de ductilitate pentru stîlpii halelor industriale cu parter. Proiect IPCT Nr. 5369/1979, București.

„CONSIDERATIONS CONCERNING DUCTILITY INFLUENCE OF CONCRETE COLUMNS OVER SEISMIC ACTIVITY OF STRUCTURES".

SUMMARY

This werk emphasizes the important influence which represents the ductility over the seismic real-nonelastic activity of structures. In the same time the practical way of getting the capable ductility by giving defferent solutions for column manufacturing is presented.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

PROCEDEE DE VERIFICARE ŞI DIMENSIONARE A STÎLPILOR DE BETON ARMAT DE SECŢIUNE DUBLU T COMPRIMAŢI EXCENTRIC UTILIZÎND ABACE DE CALCUL

DE

I. FILIMON, I. DEUTSCH, A. IRHAŞIU

1. Aspecte generale

Secţiunea dublu T în general este utilizată la stîlpii de beton armat prefabricaţi pentru halele industriale cu parter. În normele actuale [6] [7] nu se dau formule de calcul pentru verificarea şi dimensionarea acestor secţiuni pentru stîlpi comprimaţi excentric, decît principiile de calcul pentru secţiuni de formă oarecare, situaţie ce îngreunează activitatea proiectanţilor de structuri. De multe ori se recurge la proiectare, din această cauză la un calcul simplificat şi care duce la un consum de beton şi armătură neraţional.

Avînd în vedere cele arătate, în lucrarea de faţă, se propune stabilirea unor relaţii de calcul exacte pentru acest tip de secţiune, cu posibilitatea utilizării calculatoarelor electronice la verificarea şi dimensionarea stîlpilor de secţiune dublu T solicitaţi la compresiune excentrică. De asemenea se prezintă şi abace cu ajutorul cărora în funcţie de mărimea relativă a forţei excentrice $\bar{n}=N/bh_0R_c$ şi mărimea relativă a excentricităţii de calcul $\bar{e}_{0c}$ să se poată face rapid dimensionarea şi verificarea secţiunilor.

2. Principii generale de calcul — Formule de calcul.

Principiile calculului în general sînt cele prevăzute în STAS 10107/0-76. Calculul se face pe baza următoarelor ipoteze :

— eforturile unitare din betonul zonei comprimate au mărimea constantă R_c ;

— eforturile unitare din betonul întins nu se iau în considerare în calcul ;

— eforturile unitare din armăturile A_a întinse sau mai puţin solicitate se iau în calcul cu valorile :

R_a dacă $\xi \leqslant \xi_{lim}$ (compresiune cu mare excentricitate) ;

$R_a\left[\frac{2(1-\xi)}{1-\xi_{lim}}-1\right]$ dacă $\zeta > \zeta_{lim}$ (compresiune cu mică excentricitate) ;

— eforturile unitare din armăturile A'_a comprimate în ambele cazuri de compresiune excentrică se iau cu valoarea R_a ;

— influenţa flexibilităţii cînd $\lambda_{min} < \lambda \leqslant 80$ se ia în considerare printr-o metodă simplificată care constă în multiplicarea excentricităţii de calcul

(e_{0c}) cu un coeficient supraunitar η, care pentru secțiunea dublu T se calculează cu relația :

$$\eta = \frac{1}{1-\rho\frac{N}{N_{cr}^{i}}} \qquad (1)$$

în care :

N_{cr}^{i} este forța critică convențională calculată pentru inima secțiunii ;

ρ — un coeficient care ține seama de raportul momentelor de inerție ale inimii și ale întregii secțiuni dublu T și care este dat în tabele [5] în funcție de h_p/h și b_p/b.

2.1. *Cazul compresiunii excentrice cu mare excentricitate.* În acest caz putem avea două situații : cînd axa neutră cade în placă sau în inimă.

2.1.1. *Cînd axa neutră cade în placă* : $\xi \leqslant \xi_{lim}$ și $\xi \leqslant h_p/h_0$ situație dată în fig. 1.

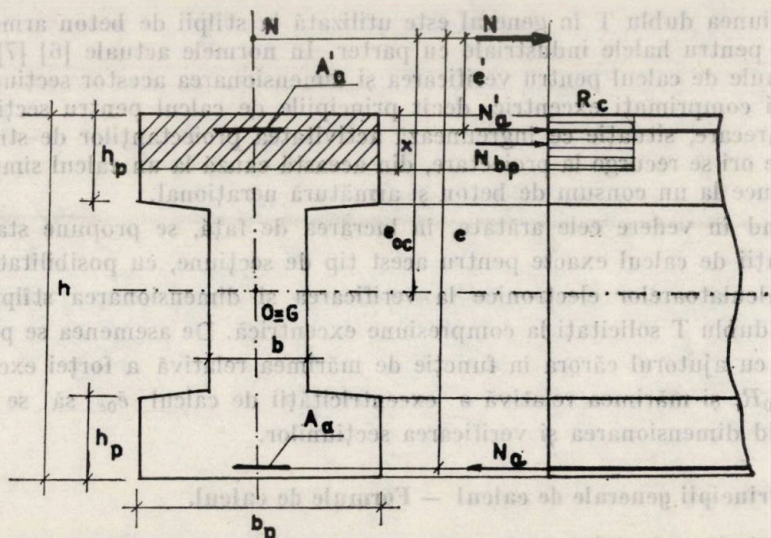


Fig. 1.

Formulele de calcul particularizate pentru secțiunea dublu T sînt :

$$eN \leqslant b_p x R_c (h_0 - 0{,}5x) + A'_a R_a (h_0 - a')$$

și (2a și b)

$$N \leqslant b_p x R_c + R_a (A'_a - A_a)$$

cu notațiile :

$$\bar{n} = \frac{N}{bh_0 R_c} ; \quad \bar{\mu}' = \frac{A'_a R_a}{bh_0 R_c} ; \quad \beta = \frac{A'_a}{A_a} ; \quad \frac{b_p}{b} = \bar{b}_p ; \quad \frac{h_p}{h_0} = \bar{h}_p ;$$

$$\frac{a}{h_0} = \bar{a} ; \quad \frac{a'}{h_0} = \bar{a}' \text{ și } \bar{e} = \frac{e}{h_0} = \frac{1}{2} + \bar{e}_{0c} - \frac{\bar{a}}{2} \qquad (3, \text{ a la h})$$

rezultă formulele de calcul adimensional sub forma :

$$\bar{e}\bar{n} \leqslant \bar{b}_p \xi\,(1-0{,}5\xi)+\bar{\mu}'\,(1-\bar{a}')$$

$$\bar{n} \leqslant \bar{b}_p \xi+\bar{\mu}'\left(1-\frac{1}{\beta}\right). \qquad (4\text{ a și b})$$

2.1.2. *Cînd axa neutră cade în inimă* : $\xi \leqslant \xi_{lim}$ și $\frac{h-h_p}{h_0} \geqslant \xi \geqslant \frac{h_p}{h_0}$ (fig. 2).

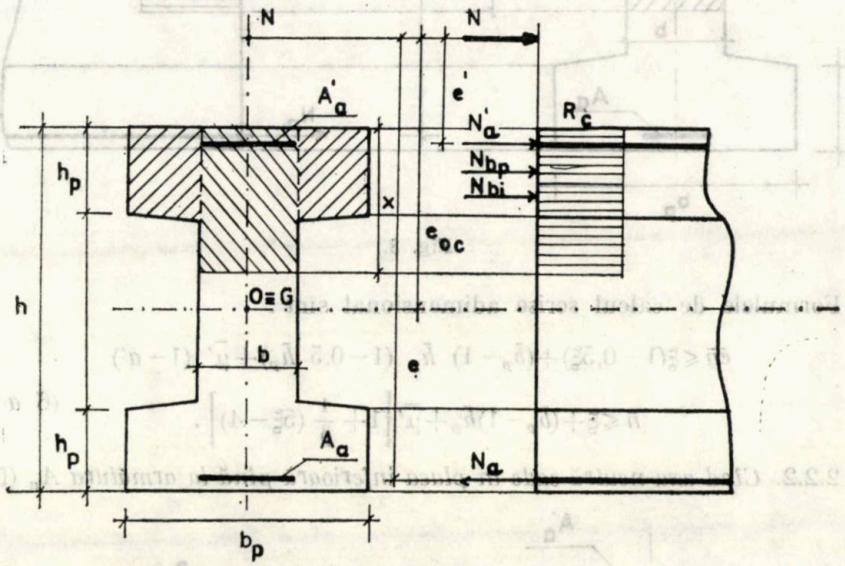


Fig. 2.

procedînd similar se obțin formulele de calcul adimensional sub forma :

$$\bar{n}\bar{e} \leqslant \xi(1-0{,}5\xi)+\bar{\mu}'\,(1-\bar{a}')+(\bar{b}_p-1)\,\bar{h}_p\,(1-0{,}5\,\bar{h}_p)$$

$$\bar{n} \leqslant \xi+(\bar{b}_p-1)\,\bar{h}_p+\bar{\mu}'\left(1-\frac{1}{\beta}\right). \qquad (5\text{ a și b})$$

2.2. *Cazul compresiunii excentrice cu mică excentricitate.* În cazul micii excentricități putem avea trei situații și anume :

- cînd axa neutră cade în inimă : $\frac{h-h_p}{h_0} \geqslant \xi \geqslant \xi_{lim}$;
- cînd axa neutră cade în placa inferioară pînă la armătura A_a ; deci $1 \geqslant \xi \geqslant \xi_{lim}$;
- cînd axa neutră cade sub armătura A_a : $1 \leqslant \xi > \xi_{lim}$.

În toate aceste situații în armătura A_a nu se atinge rezistența de calcul R_a, efortul unitar în această armătură poate fi fie mici întinderi, fie mici compresiuni, a cărui valoare se evaluează cu formula lui Cisteakov [2]. Procedînd similar ca la mare excentricitate și introducînd ipoteza dată de formula lui Cisteakov se obține :

2.2.1. *Cînd axa neutră cade în inimă* : (fig. 3)

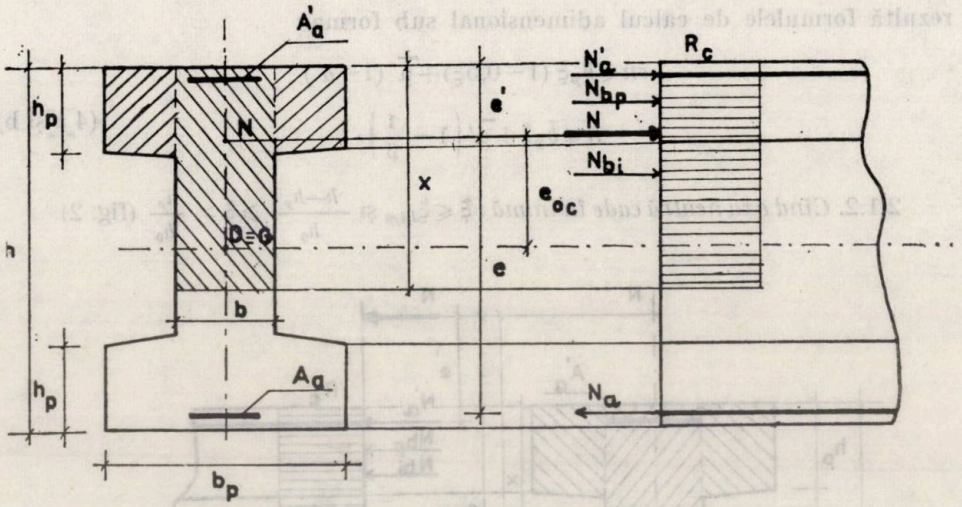


Fig. 3.

Formulele de calcul scrise adimensional sînt :

$$\bar{e}\bar{n} \leqslant \xi(1-0{,}5\xi)+(\bar{b}_p-1)\ \bar{h}_p\ (1-0{,}5\ \bar{h}_p)+\bar{\mu}'\ (1-a')$$

$$\bar{n} \leqslant \xi+(\bar{b}_p-1)\bar{h}_p+\bar{\mu}'\left[1+\frac{1}{\beta}\,(5\xi-4)\right]. \qquad (6\ a \text{ și } b)$$

2.2.2. *Cînd axa neutră cade în placa inferioară pînă la armătura* A_a (fig.) 4

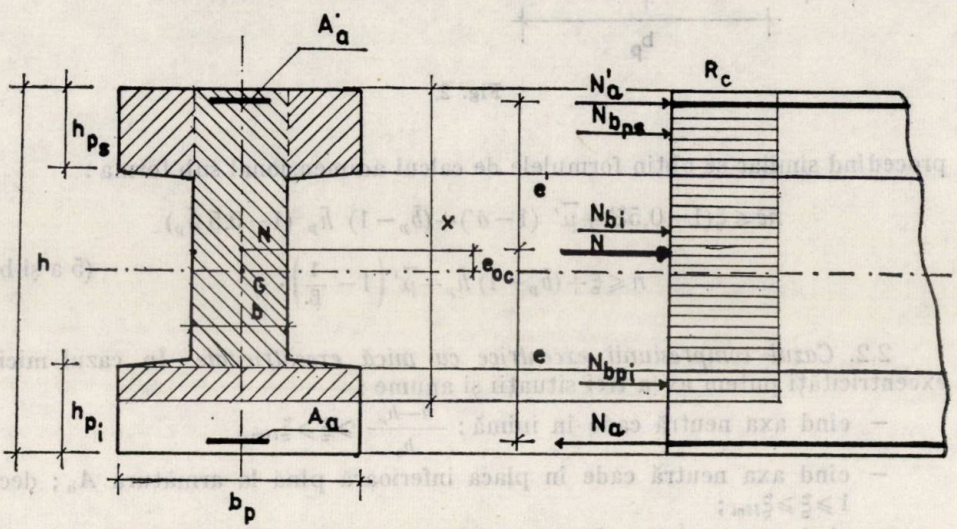


Fig. 4.

Formulele de calcul scrise adimensional sînt :

$$\bar{e}\bar{n} \leqslant \bar{b}_p\,(1-0{,}5\xi)\ \xi+\bar{\mu}'\,(1-\bar{a}')+(\bar{b}_p-1)\ [0{,}5\,(\bar{a}-\bar{h}_p)^2-0{,}5\ \bar{h}_p\ (1-0{,}5\ \bar{h}_p)]$$

$$\bar{n} \leqslant \left(\bar{b}_p+\frac{5\bar{\mu}'}{\beta}\right)\xi+(\bar{b}_p-1)\,(2\bar{h}_p-1-\bar{a})+\bar{\mu}'\left(1-\frac{4}{\beta}\right). \qquad [(7\ a \text{ și } b)$$

2.2.3. *Cînd axa neutră cade sub armătura* A_a (fig. 5)

Relaţiile de calcul scrise adimensional pentru acest caz devine :

$$e\bar{n} \leqslant \bar{b}_p(1-0{,}5\xi)\xi+\bar{\mu}'\,(1-\bar{a}')+(\bar{b}_p-1)\,[0{,}5\,(\bar{a}-\bar{h}_p)^2-0{,}5+\bar{h}_p\,(1-0{,}5\,\bar{h}_p)]$$

$$\bar{n} \leqslant \bar{b}_p\xi+(\bar{b}_p-1)\,(2\bar{h}_p-1-\bar{a})+\bar{\mu}'\left(1+\frac{1}{\beta}\right). \qquad (8\ a \text{ şi } b)$$

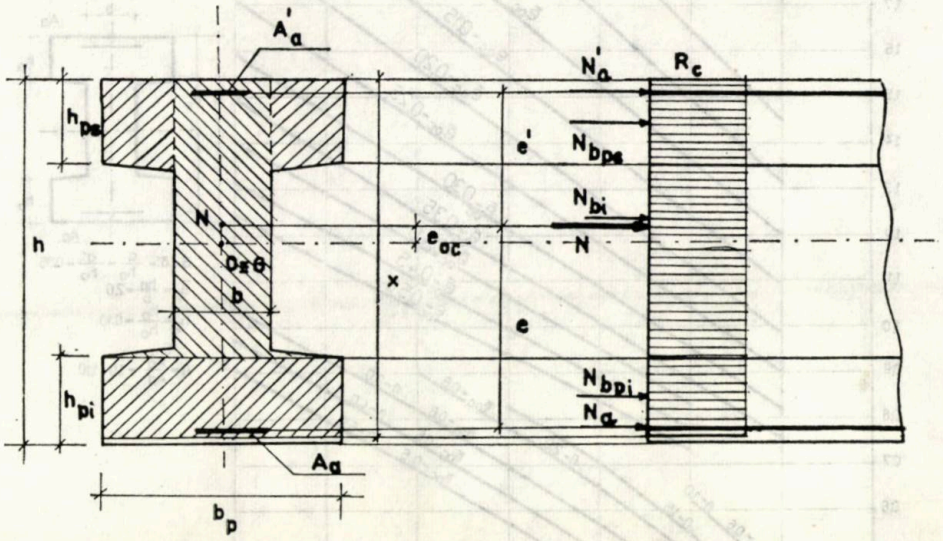


Fig. 5.

Introducînd mărimile adimensionale pentru cazul dat în sistemele de ecuaţii de mai sus, prin rezolvarea lor se poate face atît verificarea cît şi dimensionarea secţiunilor de formă dublu T a stîlpilor comprimaţi excentric atît pentru cazul marii excentricităţii cît şi pentru cazul micii excentricităţi după caz. Prin înlocuirea valorii lui $\bar{n}$ în ecuaţia de momente ($\bar{e}\bar{n}$) rezultă o ecuaţie de gradul 2 în ξ. Rădăcinile ecuaţiei vor da poziţia axei neutre şi astfel se poate verifica în ce situaţie de calcul sîntem. Aceste calcule pot fi uşor efectuate cu maşina electronică de calcul.

Pentru a uşura verificarea şi dimensionarea acestor stîlpi se pot alcătui pentru cazurile curente abace de calcul. Utilizînd acest procedeu cu ajutorul maşinii electronice de calcul Felix 256 pentru exemplificare a fost întocmită abaca din fig. 6 pentru cazul armării simetrice la compresiune cu mică excentricitate şi pentru armarea nesimetrică şi simetrică pentru cazul marii excentricităţi. Abaca a fost calculată pentru secţiunea dublu T cu caracteristicile : $\bar{b}_p=2{,}0$; $\bar{h}_p=0{,}10$; $\bar{a}=\bar{a}'=0{,}05$ şi $\beta=1{,}0$ pentru cazul micii excentricităţi şi $\beta=1$ şi 5 pentru cazul mari excentricităţi ($\bar{e}_{0c}=0{,}6$).

La proiectarea secţiunii pentru o valoare dată $\bar{n}$ şi $\bar{e}_{0c}$ rezultă cantitatea de armătură A'_a şi A_a, iar la verificarea pentru armatura dată (A_a şi A'_a) şi pentru excentricitatea relativă de calcul va rezulta forţa axială relativă excentrică n.

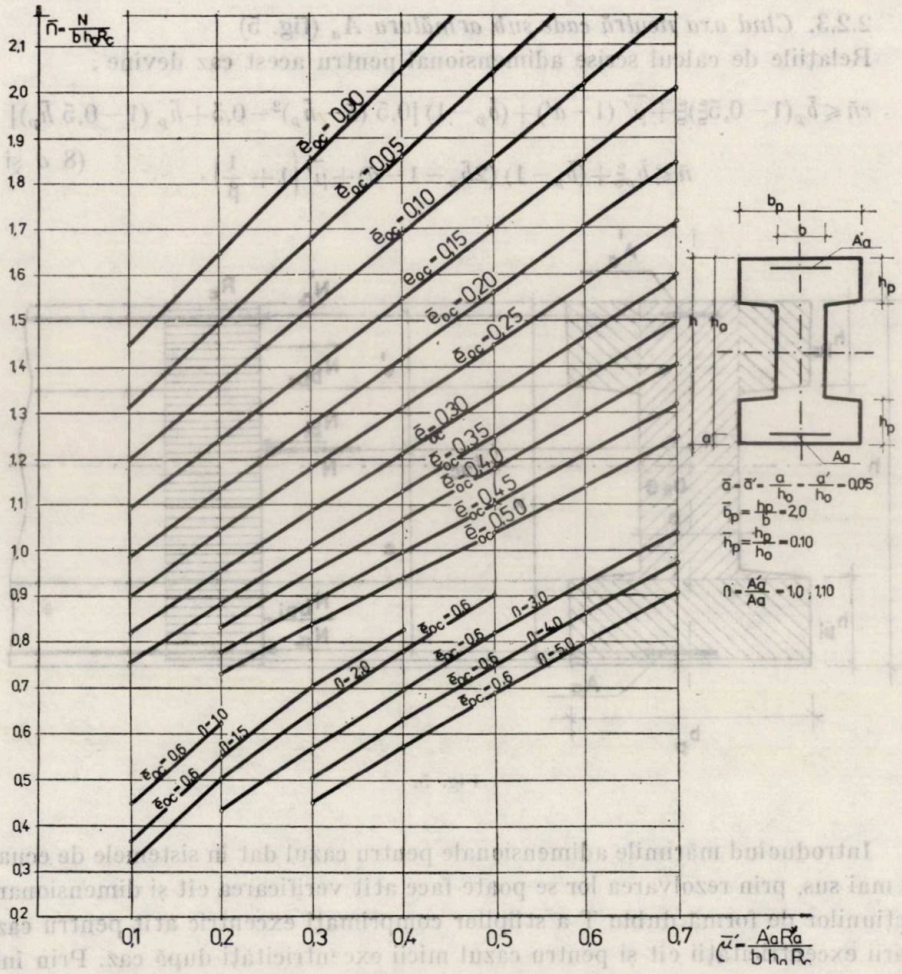


Fig. 6.

3. Concluzii

Studiul teoretic prezentat în lucrare are trei mari avantaje în proiectare și anume :

— Sînt date formule de calcul direct aplicabile în proiectarea stîlpilor de beton armat de secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică cu mare și mică excentricitate.

— Sub forma în care este prezentată lucrarea, formulele de calcul se pretează la alcătuirea unor programe pentru verificarea și dimensionarea secțiunilor în formă de dublu T cu mașina electronică de calcul.

— Alcătuirea abacelor de calcul, face ca operațiile de proiectare să fie operative, fără ca în calcul să intervină poziția axei neutre. Astfel la verificarea secțiunii pentru un caz dat (A'_a ; β ; $\bar{e}_{0c}$) din diagramă se obține $\bar{n}$, iar forța capabilă excentrică va fi :

$$N = \bar{n} b h_0 R_c \qquad (9)$$

Iar la proiectarea secțiunii pentru valorile n ; e_{0c} date se poate obține

$$A'_a = \bar{\mu}' bh_0 \frac{R_c}{R_a} \tag{10}$$

iar armătura A_a rezultă pentru un β ales :

$$A_a = A'_a/\beta \tag{11}$$

BIBLIOGRAFIE

1. C. Avram, I. Deutsch, Al. Pop, A. Weisz, — Proiectarea economică a elementelor de Construcții din Beton Armat. Ed. Facla, Timișoara 1979.
2. I. Filimon, I. Deutsch, A. Irhaşiu — Aspecte ale dimensionării elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică cu mică excentricitate. Buletinul Științific și Tehnic I.P. „Traian Vuia" Timișoara nr. 1/1978.
3. I. Deutsch, — Optimizarea calculului și dimensionării armăturilor la elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică oblică. Buletinul Științific și Tehnic al I.P. „Traian Vuia" Timișoara Tom 23 (37) Fascicola 2/1978.
4. I. Filimon, I. Deutsch, A. Irhaşiu — „Calculul elementelor de beton armat, de secțiune I, solicitate la compresiune excentrică oblică, pe baza formulei lui Nikitin" Buletinul Științific și Tehnic al I.P. „Traian Vuia" Timișoara Fascicola 2/1979.
5. I. Tertea și alții — „Proiectarea betonului armat". Ediția II". Editura didactică și pedagogică, 1976, București.
6. * * * STAS 10107/0-76. Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat. Institutul Român de Standardizare București 1976.
7. * * * STAS 10102-75. Construcții din beton, beton armat și beton precomprimat. Prevederi fundamentale pentru calculul și alcătuirea elementelor. Institutul Român de Standardizare București, 1975.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia“ Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

ÎNCERCAREA ELEMENTELOR SPAŢIALE PREFABRICATE TIP ICIM — BRAŞOV

DE

MIHĂESCU A., FRIEDRICH R., TOMA A., STOIAN V., FURDUI C., ROŞU CONSTANŢA, MOLDT MARIA, IANCA S., IZVERCEAN MONICA, BORS I., FLOREA V.

1. Proiectarea şi realizarea clădirilor din elemente spaţiale

Realizarea clădirilor de locuit din elemente prefabricate spaţiale, constă în asamblarea lor din elemente spaţiale mari echipate cu toate instalaţiile necesare şi finisate din fabrică.

Unitatea constructivă a clădirii o reprezintă elementul spaţial din beton armat cu pereţi portanţi, alcătuit din cinci feţe turnate monolit (trei pereţi şi două planşee) şi a şasea faţă (peretele de faţadă) realizată dintr-un panou turnat separat şi asamblat prin legături sudate. Prin realizarea îmbinărilor între elementele spaţiale se obţine structura de rezistenţă a clădirii, care are în componenţa sa unităţi structurale specifice de tipul stivelor, coloanelor elementare şi coloanelor complexe. Combinaţiile dintre aceste unităţi structurale se stabilesc în funcţie de înălţimea clădirilor, gradul de intensitate seismică a amplasamentelor, natura şi rezistenţa terenului de fundare.

Elementele spaţiale se realizează într-o instalaţie specială de formare cu care se pot turna continuu pereţii şi planşeele.

În vederea elucidării unor probleme legate de comportarea elementelor spaţiale tip ICIM-Braşov, în cadrul catedrei de Beton armat şi Clădiri a Institutului Politehnic „Traian Vuia“ Timişoara, s-au efectuat studii teoretice şi experimentale, încă din anul 1970 şi pînă în prezent, care au vizat în principal rezistenţa şi stabilitatea pereţilor elementelor spaţiale individuale, rezistenţa stabilitatea şi ductilitatea coloanelor, precum şi comportarea îmbinărilor dintre elemente.

2. Programul cercetărilor experimentale

Programul experimental a urmărit, la început, îmbunătăţirea soluţiilor constructive impuse de executarea clădirilor de locuit din elemente spaţiale de către ICIM-Braşov, iar pe parcursul anilor s-a urmărit şi fundamentarea unor metode de calcul şi de execuţie a acestui sistem constructiv. Fig. 1 prezintă sinteza încerc. din 1972 ÷ 1980.

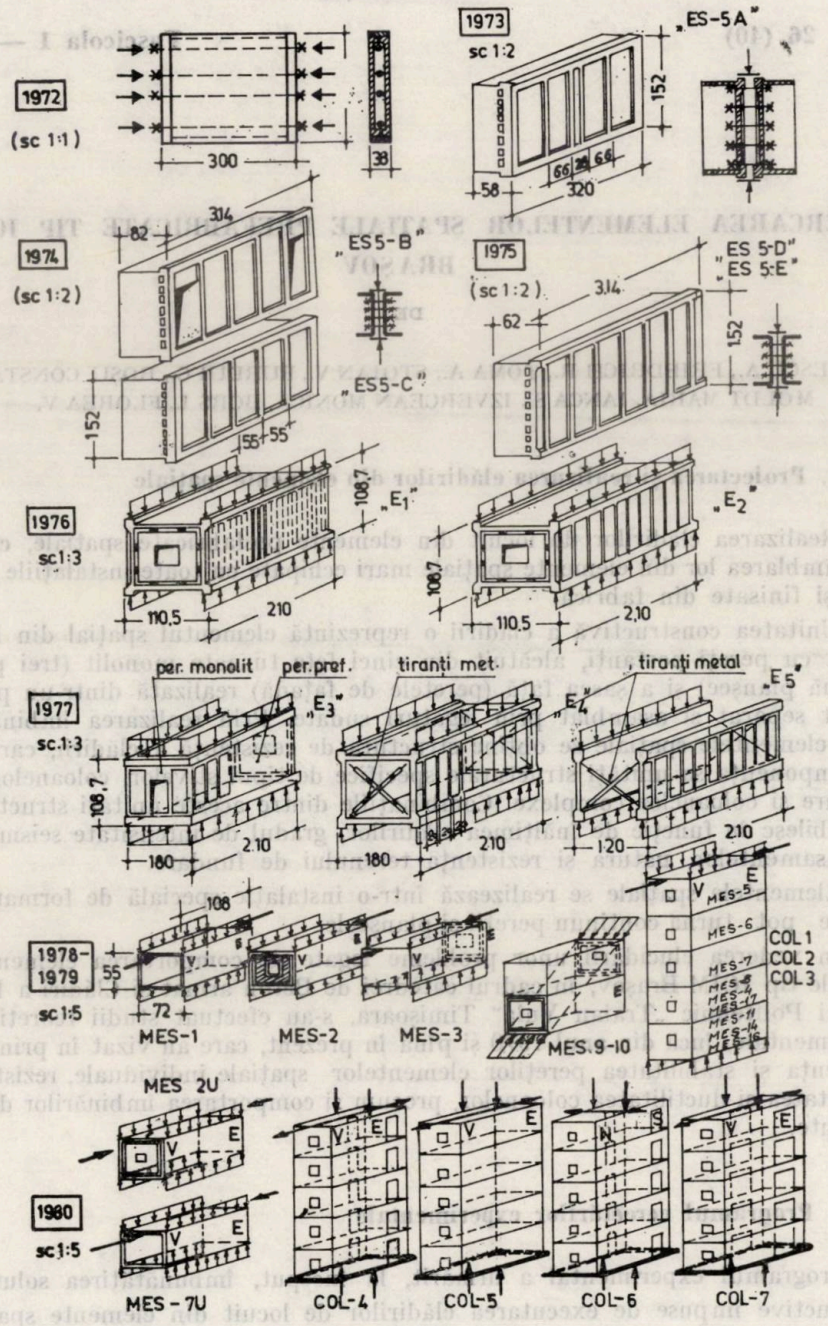

1972
(sc 1:1)
300
38
1973
sc 1:2
„ES-5A"
152
66
66
58
320
1974
(sc 1:2)
314
82
„ES5-B"
„ES5-C"
152
55
55
1975
(sc 1:2)
314
62
„ES 5-D"
„ES 5-E"
152
1976
sc 1:3
108,7
„E1"
110,5
210
„E2"
108,7
110,5
210
1977
sc.1:3
per. monolit
per. pref.
„E3"
tiranți met.
„E4"
tiranți metal
„E5"
108,7
210
180
210
180
120
210
1978-
1979
sc 1:5
108
55
72
MES-1
MES-2
MES-3
MES.9-10
MES-5
MES-6
MES-7
COL 1
COL 2
COL 3
MES 2U
1980
sc 1:5
MES - 7U
COL-4
COL-5
COL-6
COL-7

Fig. 1.

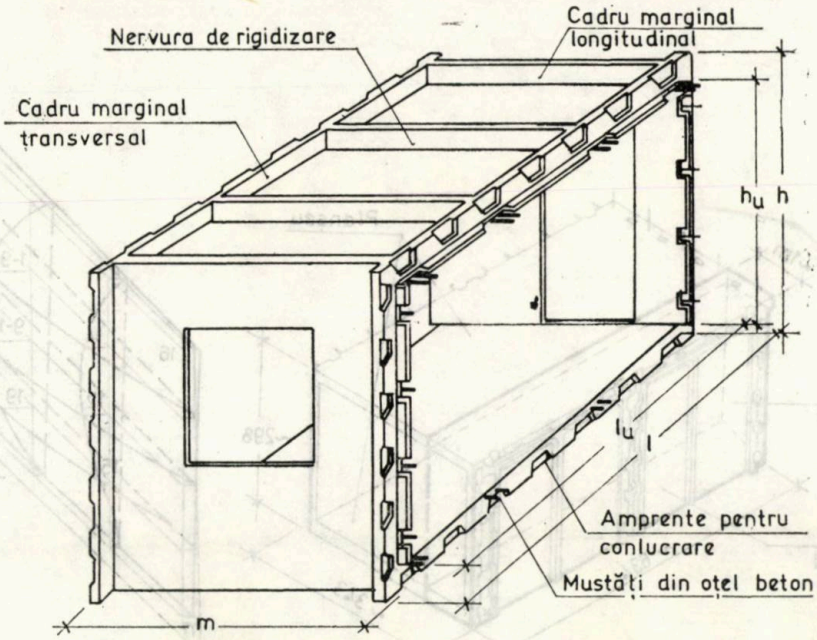


Fig. 2.

Astfel, în anul 1972[11], (fig. 1) s-au efectuat încercări asupra pereților elementelor spațiale (tip ICIM-4, fig. 2) urmărindu-se modul de cedare al pereților structurii de rezistență, formați prin alăturarea elementelor spațiale. Încercările au scos în evidență un grad de siguranță corespunzător, care fundamentează valabilitatea folosirii acestui tip de structură, justificînd în același timp posibilitatea utilizării unor elemente spațiale de dimensiuni mai mari.

În paralel s-au efectuat încercări experimentale asupra unor îmbinări caracteristice acestor tipuri de structuri, studiindu-se problema conlucrării între miezul de monolitizare și elementele prefabricate în diferite variante de alcătuire.

Începînd din anul 1973 [12] cercetările s-au axat asupra comportării pereților longitudinali ai elementelor spațiale tip ES 5 (fig. 3.) Elementele experimentale încercate modelau la scara $^1/_2$ pereții longitudinali ai structurii prin alăturarea a două porțiuni decupate din elementele spațiale adiacente. O concluzie desprinsă în urma încercărilor a fost aceea că nervurile interioare pereților nu reprezintă reazeme fixe pentru placa peretelui, la încărcările aplicate în planul ei, (fig. 4,) prezența nervurilor ridicînd capacitatea portantă a peretelui. Comparînd rezistența critică la flambaj obținută experimental, cu eforturile unitare medii care apar în pereții elementelor unei structuri cu $5 \div 8$ niveluri, s-a constatat că există rezerve de rezistență în special în cazul unei structuri cu un număr mediu de niveluri, concluzie care a condus la studierea posibilității reconsiderării dimensiunilor elementelor spațiale. Evaluarea prin calcul a rezistențelor ținînd seama de flambaj, s-a făcut după diferite norme și metode [1] [4] [5] [7] [10], rezultînd valori admisibile și de calcul inferioare celor experimentale.

Cercetările au continuat în anul 1974 [2] [13] pe elemente experimentale scara $^1/_2$ care modelau elementul spațial ES.5, la care nervurile pereților longitudinali erau repartizate uniform. Au fost încercate elemente cu și fără goluri în pereții longitudinali (fig. 5.) Modul de încercare a fost asemănător cu al elemen-

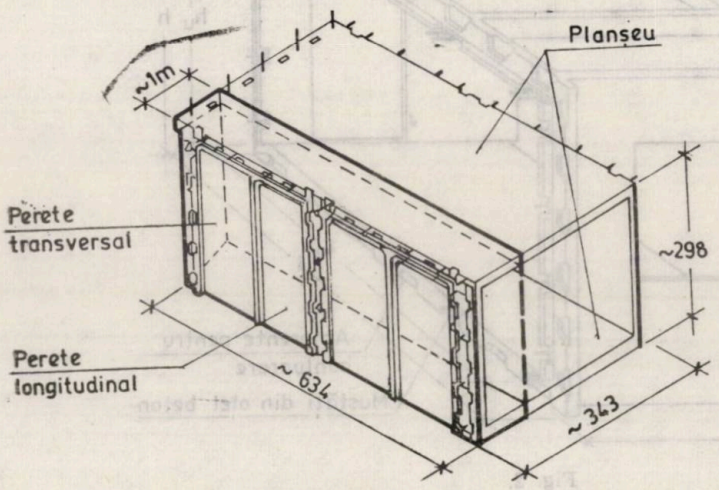


Fig. 3.

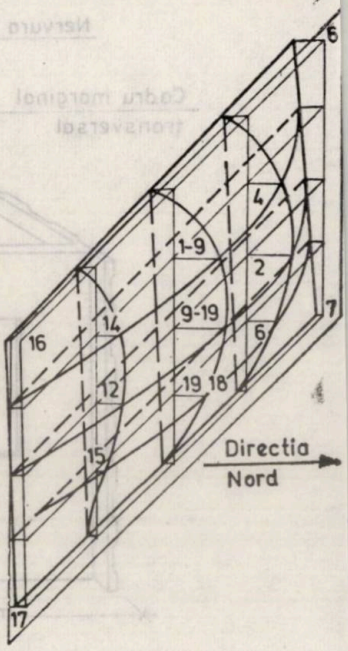


Fig. 4.

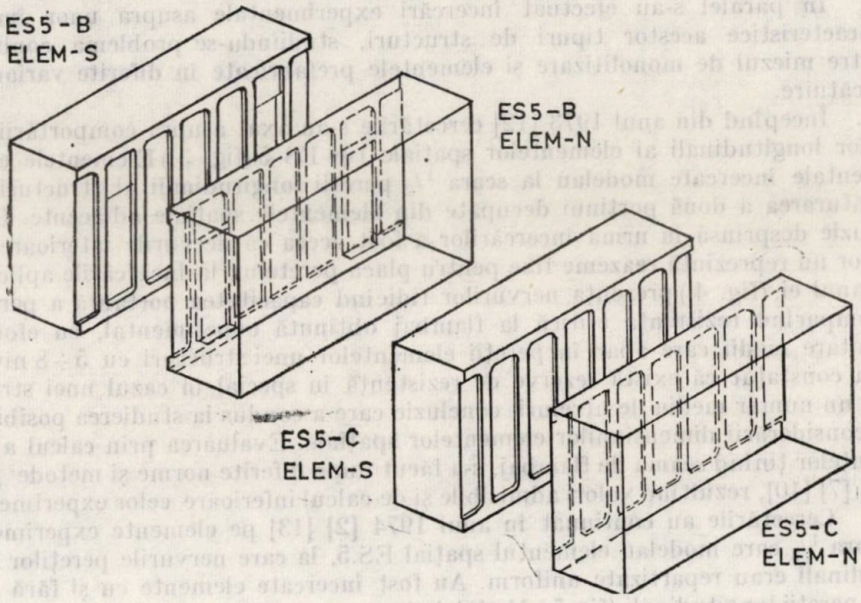


Fig. 5.

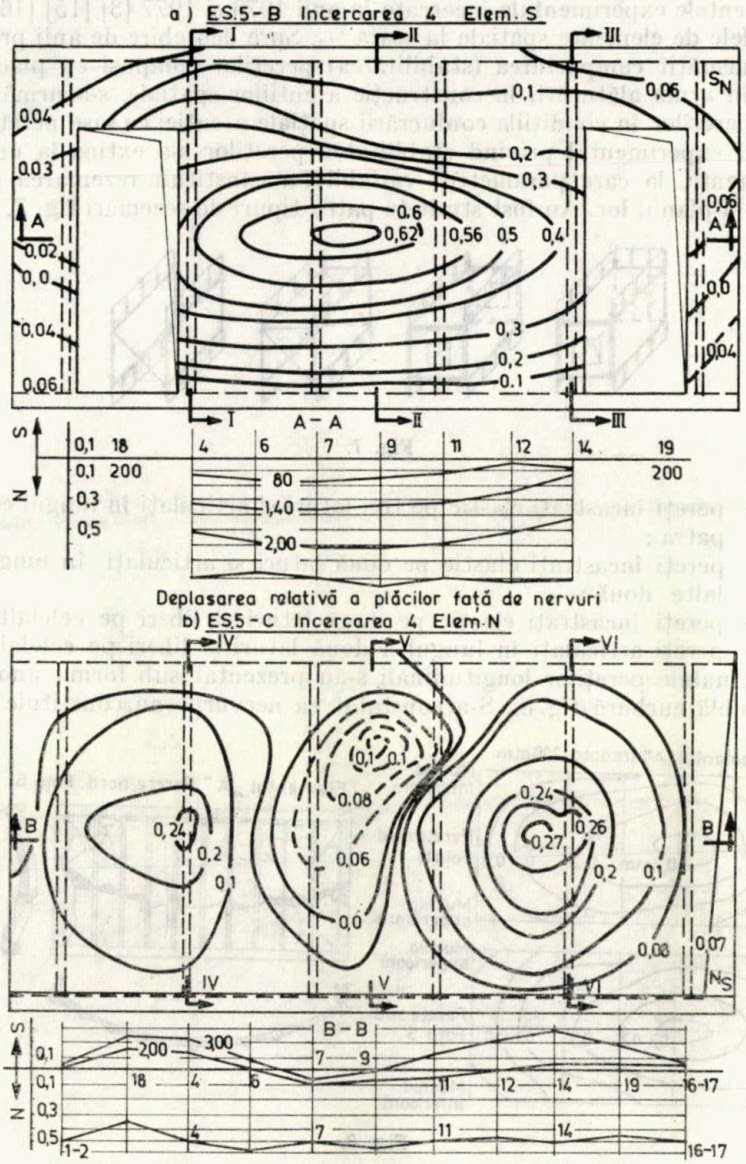


Fig. 6.

tului experimental din anul precedent. În fig. 6 sînt prezentate deformatele elementelor experimentale, cu și fără goluri în pereți, încărcate cu o sarcină uniform distribuită în lungul pereților.

Pentru modelarea solicitării de încovoiere a pereților elementului spațial, în programul experimental din 1975 [14] au fost încercate elemente la acțiunea încărcărilor cu variație liniară. În paralel cu încercările pe elemente din beton greu s-au efectuat și încercări pe elemente din beton ușor (de granulit).

Prin compararea rezultatelor a reieșit că în ceea ce privește ruperea, în cazul distribuției triunghiulare, încărcarea limită reprezintă 77% din cea corespunzătoare distribuției uniforme.

Elementele experimentale încercate în anii 1976 și 1977 [3] [15] [16], reprezintă modele de elemente spațiale la scara $^1/_3$. Spre deosebire de anii precedenți cînd s-a urmărit comportarea (stabilitatea) pereților compuși cu placă dublă rezultați în urma alăturării în construcție a cutiilor spațiale, s-a urmărit comportarea pereților în condițiile conlucrării spațiale a cutiei cu șase pereți (fig. 1). Programul experimental privind stabilitatea pereților s-a extins la un număr de 5 elemente, la care parametrul variabil l-a constituit rezemarea pereților încărcați în planul lor. Au fost studiate patru tipuri de rezemări fig. 7.

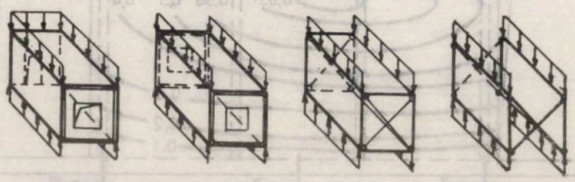


Fig. 7.

A. — pereți încastrați elastic pe trei laturi și articulați în lungul celei de a patra ;
B. — pereți încastrați elastic pe două laturi și articulați în lungul celorlalte două ;
C. — pereți încastrați elastic pe două laturi și liberi pe celelalte două ;
D. — pereți articulați în lungul a două laturi și liberi pe celelalte două.

Deformatele pereților longitudinali s-au prezentat sub forma unor suprafețe cu dublă curbură (fig. 8). S-a constatat că nervurile nu constituie reazeme

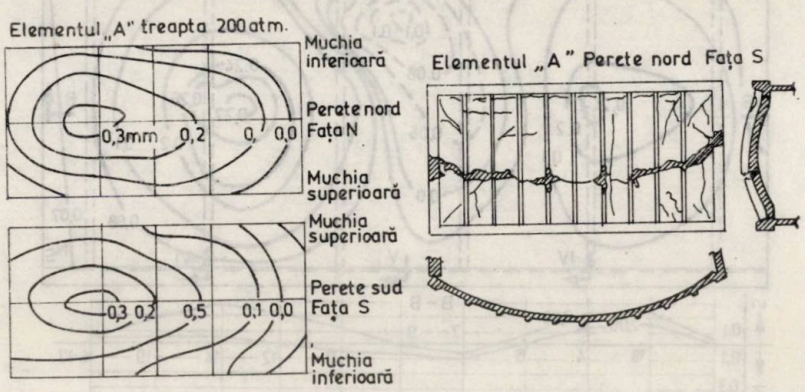


Fig. 8.

fixe pentru placa peretelui, dar au influență importantă pentru stabilitatea acestuia — Valorile încărcărilor critice s-au determinat pe baza diagramelor caracteristice (fig. 9), obținute din măsurătorile cu timbre tensometrice amplasate vertical pe nervură. Pentru calculul tensiunilor critice s-a utilizat metoda Schwartz [8] [9] și metoda Lugez [6] cu corecturi privind încastrările elastice, rezultate dintr-un calcul cu metoda elementelor finite, cu discretizarea prezentată în fig. 10. În tabelul 1 se prezintă o comparație a valorilor tensiunilor critice relative teoretice și experimentale, luînd ca bază elementul „A" cu gradul maxim de încastrare pe contur. O privire de ansamblu asupra caracteristicilor mecanice și asupra comparării rezultatelor teoretice (f_{cr}) și experimentale (σ_{cr}) privind tensiunile critice, este dată în tabelul 2.

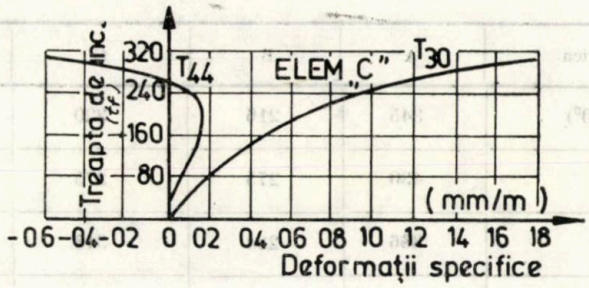


Fig. 9.

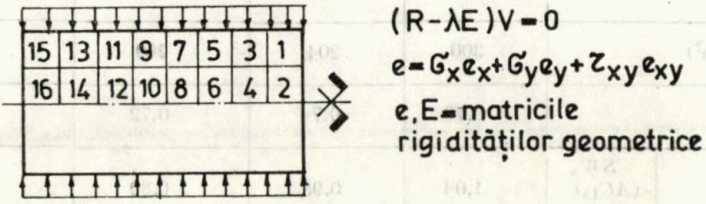


Fig. 10.

Variantele de calcul corespund următoarelor situații :

SWb (ACIb) — metoda Swartz (respectiv ACI) în ipoteza încastrării elastice ;

LUd — metoda Lugez în ipoteza unor fîșii încastrate elastice la capete, excentricitatea relativă de aplicare a încărcării fiind egală cu $e=0,05$;

LUh — idem, $e=0,05$, ținînd seama de falmbaj după normele DIN.

Tabelul 1

	Experim.	Teoretic
A/A	1	1
B/A	1,04	0,97
C/A	0,88	0,80
D/A	0,67	0,40

Încercările experimentale au continuat în anii 1979 și 1980 [17] [18] pe modele la scara $^1/_5$ încercate ca elemente izolate, cuplate cîte două sau cîte 5, formînd coloane.

Modelele au fost solicitate la sarcini verticale peste care s-au suprapus sarcini orizontale alternante.

Coloanele de elemente spațiale au fost încărcate atît longitudinal cît și transversal. Au fost studiate elemente spațiale avînd cinci fețe monolite (trei pereți și două planșee) și o față prefabricată. S-au încercat coloane formate din elemente din beton greu și ușor avînd pereții longitudinali plini sau cu goluri de diferite dimensiuni.

Încercările s-au axat pe studiul comportării elementelor spațiale izolate sau în coloană, modul de cedare la încărcări ciclice, mecanismul de rupere. În diagramele din fig. 11 și 12 sînt reprezentate eforturile unitare în pereții elementelor spațiale de la baza coloanelor, sub acțiunea încărcărilor verticale și orizontale, dirijate longitudinal respectiv transversal.

Tabelul 2

Caracteristica		A	B	C	D
E_b(daN/cm^2)($\cdot 10^3$)		345	216	320	325
R_b(daN/cm^2)		430	275	375	385
R_{pr}(daN/cm^2)		366	234	318	328
σ_{cr}(daN/cm^2)		224	148	173	132
σ_{cr}/R_b		0,52	0,54	0,45	0,35
σ_r(daN/cm^2)		300	204	269	182
σ_r/R_b		0,70	0,74	0,72	0,48
f_{cr}/σ_{cr}	SW_b (AC_{1b})	1,04	0,98	0,89	0,88
	LU_d	1,19	0,99	1,10	1,03
	LU_h	0,90	0,90	0,88	0,98

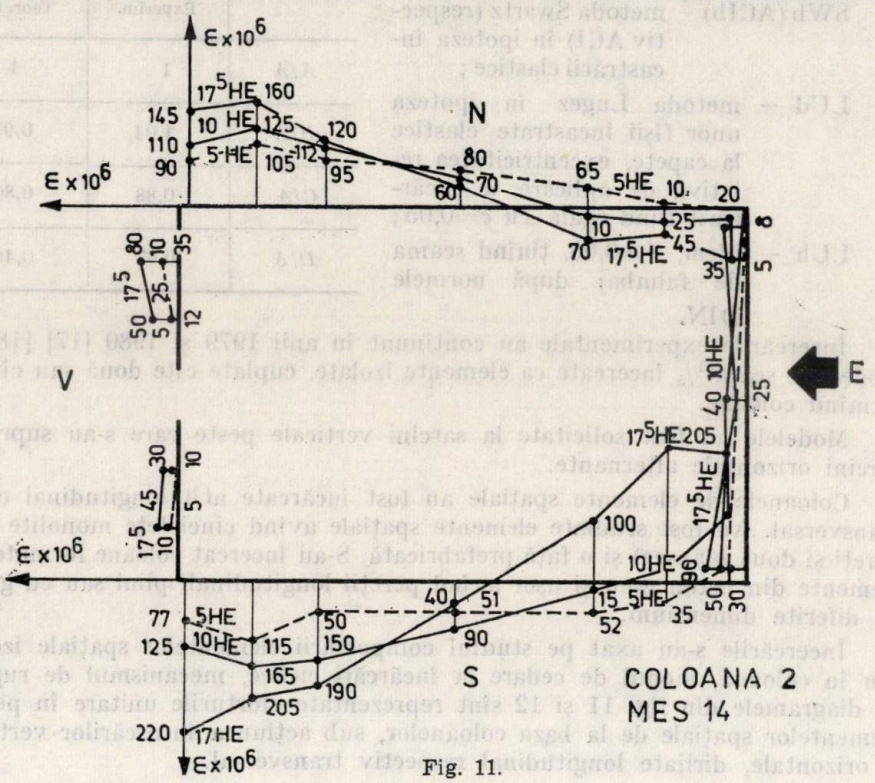


Fig. 11.

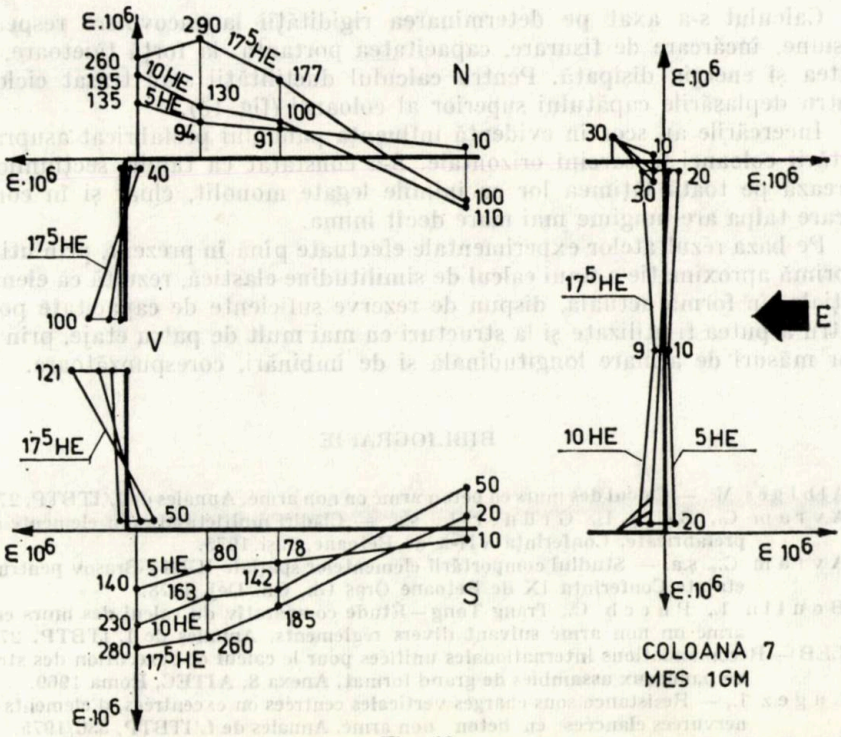

E·10⁶
290
17⁵HE
260
10HE
195
5HE
135
130
177
100
94
91
10
N
40
100
110
17⁵HE
100
V
121
17⁵HE
50
50
20
10
E 10⁶
5HE
80
78
140
142
163
S
230
10HE
185
280
17⁵HE
260
E·10⁶
E·10⁶
30
10
20
E·10⁶
30
17⁵HE
E
9
10
10 HE
5HE
20
E 10⁶
E·10⁶
COLOANA 7
MES 1GM

Fig. 12.

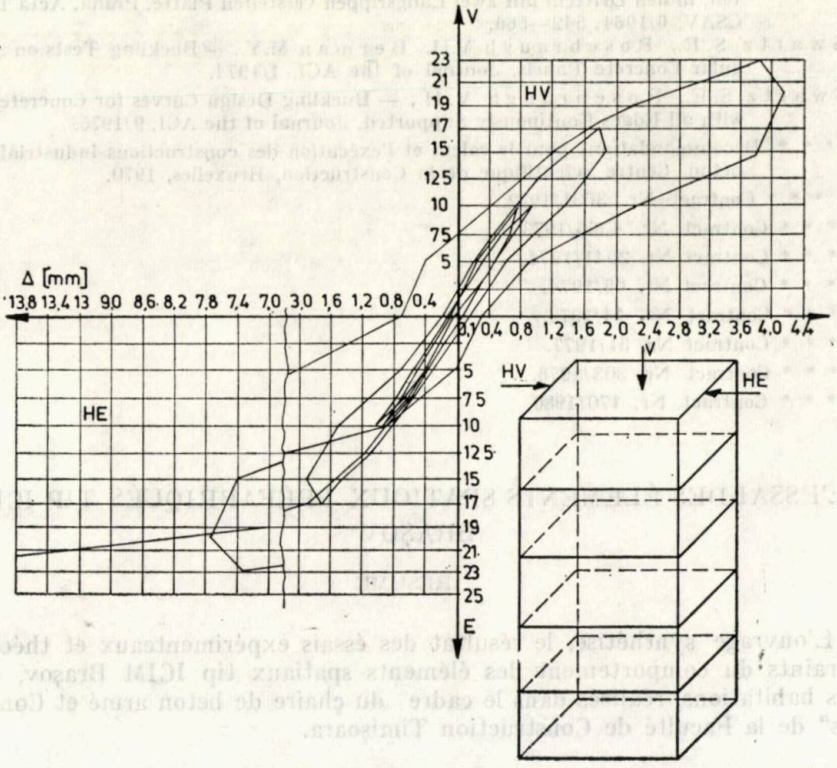

V
23
21
19
17
15
125
10
75
5
HV
Δ [mm]
13,8 13,4 13 9,0 8,6 8,2 7,8 7,4 7,0 3,0 1,6 1,2 0,8 0,4
0,4 0,8 1,2 1,6 2,0 2,4 2,8 3,2 3,6 4,0 4,4
V
HV
HE
HE
5
7 5
10
12 5
15
17
19
21
23
25
E

Fig. 13.

Calculul s-a axat pe determinarea rigidității la încovoiere respectiv la torsiune, încărcare de fisurare, capacitatea portantă la forță tăietoare, ductilitatea și energia disipată. Pentru calculul ductilității s-au trasat ciclograme pentru deplasările capătului superior al coloanei (fig. 13).

Încercările au scos în evidență influența panoului prefabricat asupra comportării coloanei la sarcini orizontale. S-a constatat că tălpile secțiunilor conlucrează pe toată lățimea lor cu inimile legate monolit, chiar și în condițiile în care talpa are lungime mai mare decît inima.

Pe baza rezultatelor experimentale efectuate pînă în prezent, prin utilizarea în primă aproximație a unui calcul de similitudine elastică, rezultă că elementele spațiale, în formă actuală, dispun de rezerve suficiente de capacitate portantă pentru a putea fi utilizate și la structuri cu mai mult de patru etaje, prin luarea unor măsuri de armare longitudinală și de îmbinări, corespunzătoare.

BIBLIOGRAFIE

1. Albigès M., — Calcul des murs en béton armé on non armé, Annales de L'ITBTP, 270/1970.
2. Avram C., Borș I., Grüner I., ș.a. — Clădiri multietajate din elemente spațiale prefabricate, Conferința VII-a de Betoane, Iași 1975.
3. Avram C., ș.a. — Studiul comportării elementelor spațiale ICIM—Brașov pentru clădiri etajate Conferința IX de Betoane Oraș Gh. Gh. Dej, 1978.
4. Boutin I., Phech C., Trang Tang—Étude comparativ du calcul des murs en béton armé on non armé suivant divers règlements, Annales de L'ITBTP, 270/1970.
5. CEB — Recomandations internationales unifiées pour le calcul et l'execution des structures en panneaux assamblés de grand format, Anexa 8, AITEC, Roma 1969.
6. Lugez I., — Resistance sous charges verticales centrées on excentrées, d'elements de mur nervurées elancées en beton non armé, Annales de L'ITBTP, 330/1975.
7. Skaloud M., Novotny R., — Überkritisches Verhalten einer gleichförmig gedrückten, in den Dritteln mit zwei Längsrippen versteifen Platte, Praha, Acta Technica CSAV, 6/1964, 542—566.
8. Swartz S.E., Rosebraugh V.H., Berman M.Y., — Buckling Tests on Rectangular Concrete Panels, Journal of the ACI, 1/1974.
9. Swartz S.E., Rosebraugh V.H., — Buckling Design Curves for Concrete Panels with all Edges Continously Supported, Journal of the ACI, 9/1975.
10. * * * Recommandations pour le calcul et l'exécution des constructions industrialisées en béton, Centre Scientifique de la Construction, Bruxelles, 1970.
11. * * * Contract Nr. 3631/1972.
12. * * * Contract Nr. 4366/1973.
13. * * * Contract Nr. 2041/1974.
14. * * * Contract Nr. 66/1974.
15. * * * Contract Nr. 44/1976.
16. * * * Contract Nr. 31/1977.
17. * * * Contract Nr. 303/1978.
18. * * * Contract Nr. 170/1980.

„L'ESSAI DES ÉLEMENTS SPATIOUX PRÉFABRIQUÉS TIP ICIM BRAȘOV"

RÉSUMÉ

L'ouvrage synthétise, le résultat des éssais expérimenteaux et théorique, contraints du comportement des éléments spatiaux tip ICIM Brașov, utilisé à des habitations, réalisés dans le cadre du çhaire de beton armé et Constructions" de la Faculté de Construction Timișoara.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

UNELE CONTRIBUŢII PRIVIND COMPORTAREA DIAFRAGMELOR DIN BETON ARMAT MONOLIT

DE

A. MIHĂESCU, D. TUDOR, I. BUCHMAN, C. FURDUI, GH. CIUHANDU, V. STOIAN

1. Introducere

Literatura tehnică de specialitate, oferă un număr mare de lucrări referitoare la calculul şi comportarea structurilor cu diafragme de beton armat la încărcări exterioare, în timp ce, lucrări care să se refere la efectele deformaţiilor împiedicate asupra diafragmelor sau riglelor de cuplare a montanţilor există într-un număr redus.

Încă înainte de aplicarea încărcărilor totale sau parţiale, în secţiunile elementelor de construcţii din beton, pot apărea eforturi iniţiale din variaţii de temperatură sau contracţii împiedicate, eforturi care, aşa după cum au fost determinate experimental pe modele sau observate „in situ", duc, în anumite cazuri la fisurarea diafragmelor şi în consecinţă la o reducere substanţială a rigidităţii acestora.

Prezenţa eforturilor iniţiale duce la o redistribuire a eforturilor în structură, redistribuirea care are o influenţă considerabilă asupra capacităţii portante, a rigidităţii şi a stării de fisurare a diafragmelor.

Riglele de cuplare a montanţilor diafragmelor cu goluri prezintă de asemenea o serie de particularităţi legate de comportarea sub efectul deformaţiilor împiedicate, respectiv sub efectul sarcinilor orizontale alternante, particularităţi cuprinse în insuficientă măsură în actualele procedee de calcul a diafragmelor.

Pentru a elucida unele din aceste aspecte, în cadrul Catedrei de Beton armat şi Clădiri s-au întreprins, în ultimii 15 ani, studii privind :

— influenţa contracţiilor împiedicate asupra stării de deformare şi de fisurare a diafragmelor ;

— comportarea buiandrugilor la încărcări orizontale alternante.

Studiile au fost extinse atît asupra diafragmelor din beton obişnuit cît şi din beton uşor.

2. Studiul comportării diafragmelor sub efectul deformaţiilor împiedecate

Datorită conlucrării cu elemente adiacente care au o contracţie consumată parţial sau total, este provocată o stare de solicitare ce duce la fisurarea diafragmelor slab armate sau nearmate. Fundaţiile, planşeele prefabricate, panourile de pereţi prefabricaţi reprezintă elemente de reţinere a deformaţiilor din contracţii, provocînd o stare iniţială de solicitări ce duce la fisurarea diafragmelor din beton armat.

Programul experimental a cuprins studiul unor aspecte care intervin frecvent în practica de execuție, urmărindu-se unele aspecte principale :

– studiul deformațiilor și al zonei de influență pe suprafața diafragmelor în funcție de tipul de reținere și de dimensiunile geometrice ale diafragmelor ;

– tipul solicitărilor în diferite puncte ale zonei de influență (zonă cu eforturi inițiale din contracție) ;

– procesul de formare și deschidere a fisurilor ;

– influența procentului de armare, și a dimensiunilor geometrice asupra comportării diafragmelor pline, a montanților și riglelor de cuplare a diafragmelor cu goluri ;

– soluții de dispunere a armăturilor în inima diafragmelor ;

– aspecte ale conlucrării în structură a diafragmelor monolite și prefabricate, precum și efectul turnării succesive, pe nivele a diafragmelor.

Studiul experimental a fost efectuat pe modele la scară redusă, pentru cazul diafragmelor pline sau cu goluri, prevăzute cu elemente de reținere de tipul fundațiilor, planșeelor prefabricate și panourilor de pereți prefabricați.

Starea de deformare a diafragmelor din beton armat, supuse efectului contracției împiedicate, reflectă o imagine clară a stării de eforturi pe înălțimea diafragmei, respectiv extinderea domeniului de influență a reținerii.

Studiile efectuate pe modele de diafragme cu deformația împiedicată de fundație, modele de dimensiuni diferite, au demonstrat că variația deformațiilor din contracție respectă legea exponențială :

$$\Delta l_x = \Delta l_{max} \, (1 - e^{-c\xi}) \qquad (1)$$

unde :

– Δl_x – deformația din contracție la nivelul y ;

– Δl_{max} – deformația maximă din contracție ;

– c – coeficient determinat experimental, egal, cu 8 în acest caz de reținere ;

– $\xi = \frac{y}{L_r}$

– L_r – lungimea de reținere.

În fig. 1 se constată că extinderea domeniului de reținere, pe înălțimea diafragmei nu depășește valoarea :

$$y = \frac{1}{2} L_r. \qquad (2)$$

Această constatare este importantă prin faptul că armarea diafragmelor la partea inferioară se face pe zona eforturilor inițiale din contracția împiedicată și nu în funcție de înălțimea diafragmei.

Prezența în structură a planșeelor prefabricate (având contracție parțial sau total consumată), generează o stare de deformare a diafragmei monolite, care se extinde, de regulă, pe toată înălțimea nivelelor. Efectul împiedicării se extinde deasupra și dedesubtul planșeului, zona de reținere depinzînd de lungimea de reținere.

Sub efectul contracției împiedicate de fundație sau planșee, ansamblul montanți-buiandrugi suferă o deformație, specifică unui sistem hiperstatic supus unor autotensiuni. Starea de deformare axială a riglelor de cuplare (fig. 2) dă o imagine asupra variației stării de eforturi pe înălțimea ansamblului montanți-rigle ; starea de deformare fiind sensibil afectată de rigiditatea variabilă de încovoiere și forță axială a riglei de curgere, datorită procentelor de armare diferite.

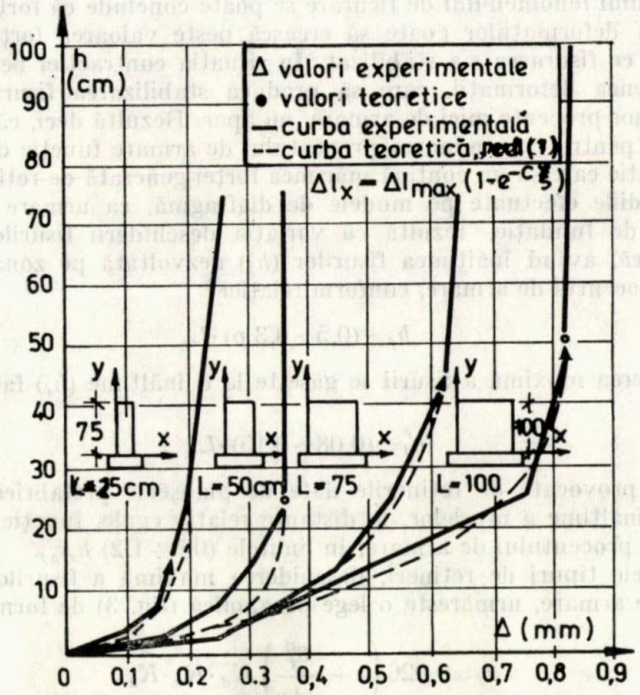


Fig. 1. Variația deformației conturului pentru elemente cu lungime diferită de reținere.

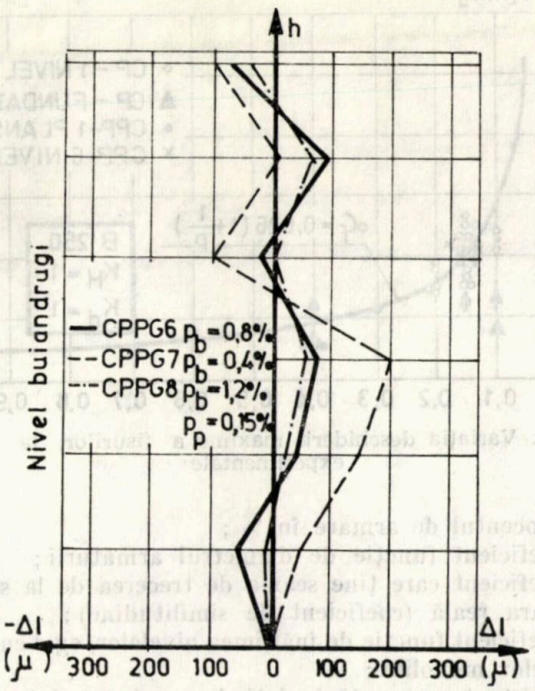


Fig. 2. Deformația buiandrugilor, la diferite nivele, măsurată pe 100 mm.

Din studiul fenomenului de fisurare se poate conclude că forța generată de împiedicarea deformațiilor poate să crească peste valoarea forței de fisurare numai după ce fisurarea s-a stabilizat. În situația contracției betoanelor obișnuite, asemenea deformații, care să producă stabilizarea fisurării, în cazul concret al unor procente mici de armare, nu apar. Rezultă deci, că se poate stabili o relație pentru determinarea procentului de armare funcție de deschiderea fisurilor, relație care să nu conțină mărimea forței generată de reținere.

Din studiile efectuate pe modele de diafragmă, ca urmare a contracției împiedicate de fundație, rezultă că variația deschiderii fisurilor prezintă o alură specifică, avînd înălțimea fisurilor (h'_f) dezvoltată pe zona de reținere, funcție de procentul de armare, conform relației :

$$h_f = (0{,}5 - 0{,}3\,p) \cdot L_r \tag{3}$$

Deschiderea maximă a fisurii se găsește la o înălțime (h_f) față de linia de reținere de :

$$h'_f = (0{,}08 \div 0{,}15) \cdot L_r \tag{4}$$

Fisurile provocate de reținerile date de planșeele prefabricate se extind pe întreaga înălțime a nivelelor, la distanțe relativ egale, funcție de înălțimea nivelelor și a procentului de armare, în limitele $(0{,}6 \div 1{,}2)\ h_{etaj}$.

La ambele tipuri de reținere, deschiderea maximă a fisurilor, funcție de procentele de armare, urmărește o lege parabolică (fig. 3) de forma :

$$\alpha_f = 0{,}026 \left(1 + \frac{R_t^n}{14\,p}\right) K_d \cdot K_s \cdot K_h \tag{5}$$

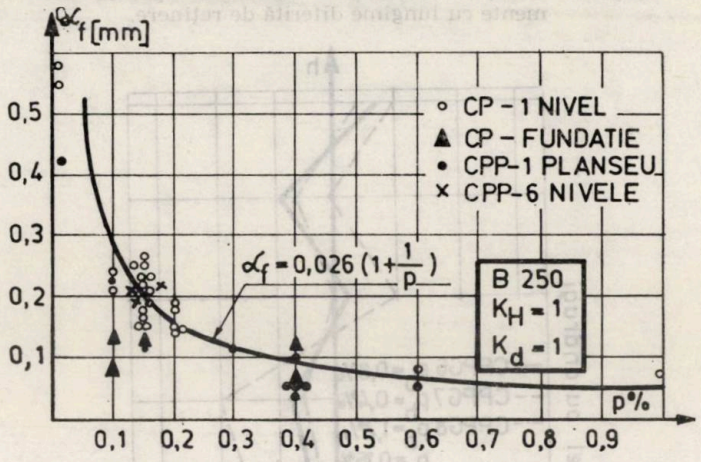


Fig. 3. Variația deschiderii maxime a fisurilor, la modele experimentale

unde : p — procentul de armare în % ;
K_d — coeficient funcție de diametrul armăturii ;
K_s — coeficient care ține seama de trecerea de la scara modelelor la scara reală (coeficient de similitudine) ;
K_h — coeficient funcție de înălțimea nivelelor, egal cu 1,2 în cazul planșeelor monolite ;
R_t^n — rezistența normată la întindere a betonului utilizat în diafragmele monolite.

Eforturile de întindere generate de contracția montanților, duc inevitabil la fisurarea buiandrugilor, chiar și în cazul împiedicării deformațiilor numai de fundație. Fisurarea respectă legea exprimată de relația 5, în zona de reținere, pentru planșee monolite și pe toată înălțimea diafragmei în cazul planșeelor prefabricate.

Studiile efectuate la peste 80 de modele din beton obișnuit și peste 30 din beton ușor, au demonstrat că, diafragmele din beton ușor au o comportare similară, avînd avantajul dezvoltării mai lente a deformațiilor din contracție în prima perioadă.

3. Studiul comportării riglelor de cuplare (buiandrugi)

Capacitatea maximă a unei diafragme cu goluri este atinsă atunci cînd intervine un mecanism de colaps, mecanism care trebuie să se obțină prin formarea unor articulații plastice în prima fază la capetele riglelor de cuplare și în faza a doua la baza montanților.

Succesiunea formării articulațiilor plastice depinde de caracteristicile elastice și geometrice ale componentelor diafragmelor ; o importanță deosebită revenind riglelor de cuplare ca și principali disipatori de energie.

Recentele publicații au scos în evidență efectul deosebit pe care-l au forțele tăietoare asupra ductilității și, în general, asupra comportării în domeniul elastico-plastic, a riglelor de cuplare, efect care devine preponderent la riglele de cuplare scurte, cele mai des întîlnite la diafragmele cu goluri.

Avînd la bază aceste ipoteze, precum și o seamă de rezultate obținute anterior din studiul contracției împiedicate pe modele de diafragme, s-au întreprins într-o primă fază cercetări asupra buiandrugilor luîndu-se în considerare următorii parametrii :

- forma buiandrugului — scurt ($l_0/h \leqslant 1{,}5$) și lung ($l_0/h_r > 1{,}5$) ;
- modul de armare — obișnuit și în diagonală ;
- procentul de armare (0,5% ; 0,9% ; 1,4%) ;
- tipul betonului — obișnuit și ușor ;
- buiandrugi fisurați inițial din contracție și buiandrugi nefisurați.

Elementele experimentale au fost realizate la scara de 1 : 2 și au reprezentat tronsoane (fragmente) dintr-o diafragmă cu un șir de goluri, fiecare element conținînd doi buiandrugi.

În tabelul 1 sînt date denumirea elementelor și modul de armare.

Alcătuirea elementelor cu armătură longitudinală și în diagonală este prezentată în fig. 4,a, b iar modul de încercare în fig. 5.

Elementele au fost așezate cu montanți în poziție orizontală (fig. 5) ; un montant a fost fixat pe stand iar celuilalt i s-au aplicat, alternativ, încărcări orizontale axiale.

La elementele prefisurate deschiderea fisurilor inițiale s-a realizat cu ajutorul unor penduli care au menținut fisurile de deschidere constantă pentru toate elementele.

Încărcarea aplicată în cicluri alternante, cu intensitatea maximă crescătoare pînă la rupere, a făcut ca buiandrugii să fie solicitați la momente încovoietoare și forțe tăietoare similar cu cele provocate de încărcările exterioare reale pe diafragme.

Măsurătorile efectuate au permis determinarea deplasărilor relative a capetelor buiandrugilor, eforturile din armătură și rotirile la nivelul încastrării buiandrugului în montant.

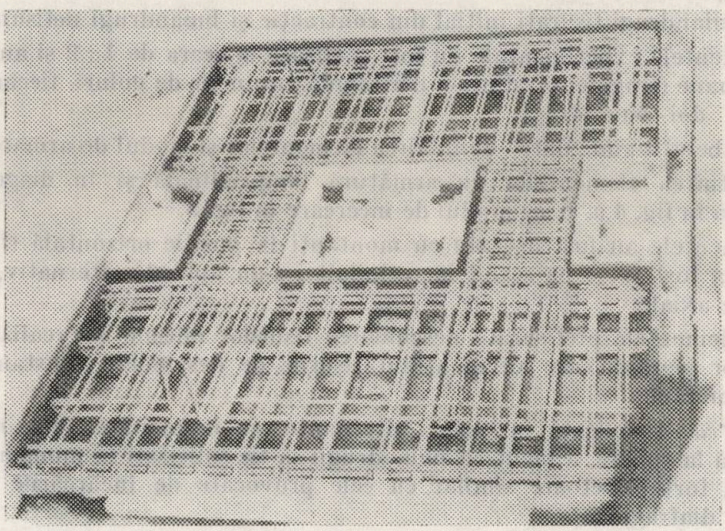
Tabelul 1

Tipul buiandrugului ****	Denumire element	Armătură		
		Longitudinală	în diagonală	Etrieri
Scurți $\frac{l_0}{h_0} = \frac{45\text{ cm}}{30\text{ cm}} = 1{,}5$	BUS 1, * BUS 1 F*** BUS 1 U**, BUS 1 UF	2×4Ø6	—	Ø6/10 cm
	BUS 2, BUS 2 F BUS 2U, BUS 2 UF BUS 5 U	2×4Ø8	—	Ø6/5,7 cm
	BUS 3, BUS 3 F BUS 3U, BUS 3 UF	2×4Ø10	—	Ø6/4 cm
	BUX 1, BUX 1 F, BUX 1 U, BUX 1 UF, BUX 4 U	—	2×4Ø8	Ø3/7,5 cm
Lungi $\frac{l_0}{h_r} = \frac{90\text{ cm}}{30\text{ cm}} = 3$	BUL 1, BUL 1 F	2×4Ø6	—	Ø4/9,5 cm
	BUL 2, BUL 2 F	2×4Ø8	—	Ø4/5,5 cm
	BUL 3, BUL 3 F	2×4Ø10	—	Ø4/3,5 cm

* BUS ... element din beton obișnuit

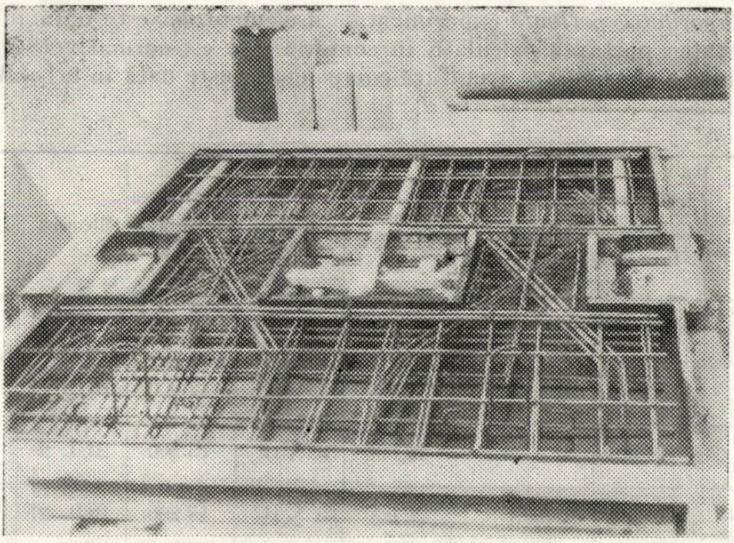
** BUS ... U element din beton ușor ; *** BUS (BUL) ... F — element prefisurat

**** Secțiunea transversală fiind $b \times h_x = 7{,}5 \times 30$ cm



a

Fig. 4. Modul de alcătuire a buiandrugilor :
a) armare longitudinală



b

Fig. 4. Modul de alcătuire a buiandrugilor :
b) armare în diagonală

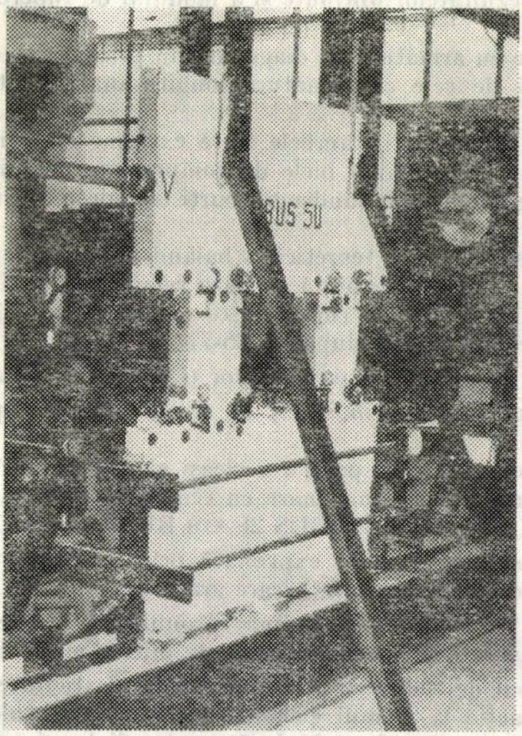


Fig. 5. Aspect din timpul încercării buiandrugilor

A. *Capacitatea portantă* experimentală a elementelor este dată în tabelul 2 iar capacitatea portantă calculată în conformitate cu normativele în vigoare, fără a se lua în considerare armătura comprimată, este dată în tabelul 3.

Tabelul 2

Element	Încărcarea de rupere P_r^e /daN/	Element	Încărcarea de rupere P_r^e /daN/	Element	Încărcarea de rupere P_r^e /daN/	Element	Încărcarea de rupere P_r^e /daN/
BUS 1	10 200	BUS 2U	17 000	BUS 3UF	22 000	BUL 1	7 800
BUS 1F	12 000	BUS 2UF	17 000	BUX 1	17 000	BUL 1F	7 800
BUS 1U	11 000	BUS 5U	17 000	BUX 1F	15 500	BUL 2	12 000
BUS 1UF	11 800	BUS 3	22 000	BUX 1U	18 200	BUL 2F	11 000
BUS 2	18 000	BUS 3F	20 200	BUX 1UF	18 000	BUL 3	10 000
BUS 2F	17 600	BUS 3U	22 000	BUX 4U	19 500	BUL 3F	14 000

Din analiza rezultatelor obținute și a modului de rupere se poate constata următoarele :

— elementele cu armătură în diagonală nu prezintă o capacitate portantă mult sporită față de cele cu armătură longitudinală, pentru același consum de oțel ;

— la buiandrugii scurți, ambele fibre extreme sînt întinse, echilibrarea asigurîndu-se prin crearea unei biele de compresiune în inima buiandrugului, acesta este un argument că buiandrugii scurți trebuiesc considerați ca elemente bidimensionale ;

— capacitatea portantă teoretică a buiandrugilor, determinată cu deschiderea de calcul modificată, stabilită pe baza releveelor fisurilor și egală cu lungimea desfășurată a fisurii de rupere, este mai apropiată de valoarea experimentală decît cea calculată după P 85-77 ;

— lungimea de calcul a buiandrugilor (l_r) se poate considera $l_r = \sqrt{l_0^2 + h_r^2}$ pentru buiandrugi scurți ($l_0/h_r \leqslant 1{,}5$) și $l_r = l_0 + 0{,}27\ h_r$ pentru buiandrugi lungi ($l_0/h_r > 1{,}5$) ;

— capacitatea portantă, pentru aceleași cicluri de încărcare a buiandrugilor fără fisuri inițiale este mai mare cu cca 10% decît a buiandrugilor prefisurați (v. tab. 2, exp. BUS 2 și BUS 2F sau BUX1U și BUX1UF).

B. *Rigiditatea* buiandrugilor exprimată prin variația modulului de elasticitate în funcție de treptele de încărcare arată că :

— scăderea de rigiditate este mai pronunțată la elementele nefisurate decît la cele prefisurate în special la procente mici și mijlocii de armare ;

— coeficientul de reducere a modulului de elasticitate E_b datorită prefisurării din contracție la primul ciclu de încărcare are valorile de 0,11 — 0,16 la buiandrugii scurți și 0,15 — 0,30 la buiandrugii lungi pentru elemente din beton obișnuit.

Tabelul 3

Element	Deschidere de calcul		R_c (daN/cm²)	R_a (daN/cm²)	Cap. portantă calculată P (daN)	
	după [1]	modif.			cu l_r după [1]	cu l_r modif.
BUS 1 BUS 1F	66	54	103	2 900	4 817	5 888
BUS 1U, BUS 1UF	66	54	166	2 900	5 018	6 133
BUS 2, BUS 2F	66	54	107	2 900	8 054	9 844
BUS 2U, BUS 2UF	66	54	170	2 900	8 586	10 495
BUS 3, BUS 3F	66	54	128	2 900	12 057	14 736
BUS 3U, BUS 3UF	66	54	166	2 900	12 656	15 468
BUL 1, BUL 1F	111	98	110	2 900	2 905	3 291
BUL 2, BUL 2F	111	98	115	2 900	4 878	5 526
BUL 3, BUL 3F	111	98	109	2 900	6 901	7 817
BUX 1, BUX 1F BUX IU, BUX 1UF BUX 5U	—	—	125	2 900	10 585	

C. *Ductilitatea* exprimată ca raport între deformația maximă a unui ciclu și deformația, la același nivel, determinată de tangenta elastică, conduce la următoarele concluzii :

— elementele cu buiandrugi fără fisuri inițiale au o ductilitate mai mare de 2 ori, la buiandrugii scurți, respectiv 1,4 ori la buiandrugi lungi, față de buiandrugii prefisurați ;

— elementele cu armare în diagonală au o ductilitate mai mare decît elementele cu aceeași cantitate de armătură dispusă longitudinal (fig. 6) ;

— ductilitatea scade cu creșterea procentului de armare ; valoarea maximă a ductilității s-a obținut pentru procentul de armare 0,9% la buiandrugi scurți și 0,5% la buiandrugii lungi ;

D. *Energia disipată* a fost analizată pe baza ciclogramelor întocmite pentru fiecare element încercat (în fig. 7 este prezentată ciclograma pentru un element).

Analizînd diagramele de tipul „energie disipată cumulată — deplasare cumulată" (fig. 8) se arată că :

— energia disipată este mai mare la elemente fără fisuri inițiale față de cele prefisurate ; scăderea de energie disipată datorită prefisurării fiind de 10... ...30% la buiandrugii scurți și 5...40% la buiandrugii lungi ;

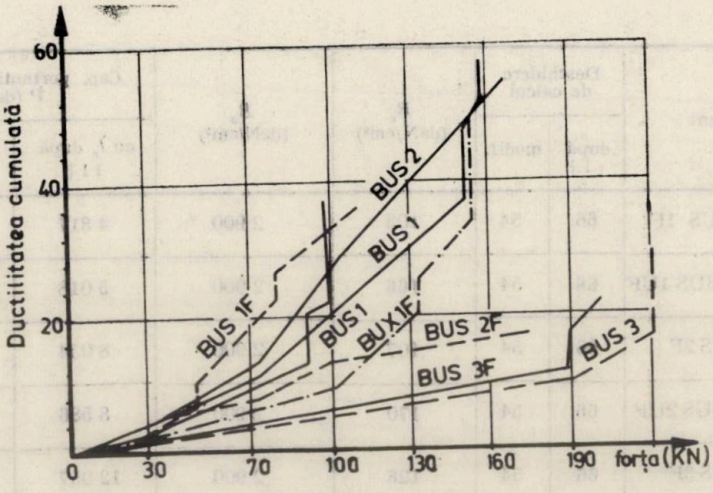


Fig. 6. Relația ductilitate cumulată — forță la buiandrugi scurți.

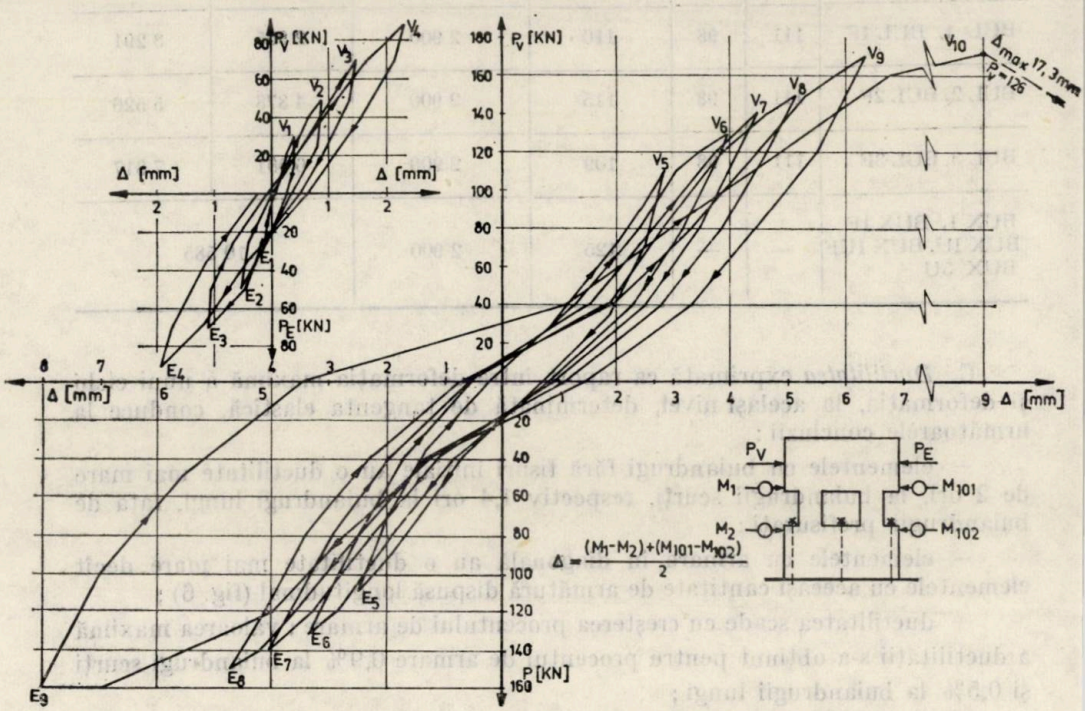


Fig. 7. Relația forță — deplasare pentru elementul BUS 2U.

— la încărcări mari buiandrugii scurți cu armătură în diagonală disipează cu 50% mai multă energie decît cei armați cu armătură longitudinală :

— energia disipată crește odată cu mărirea procentului de armare, indiferent de forma buiandrugilor ;

— la același procent de armare, elementele cu buiandrugi lungi disipează de 1,3...2 ori mai multă energie decît elementele cu buiandrugi scurți.

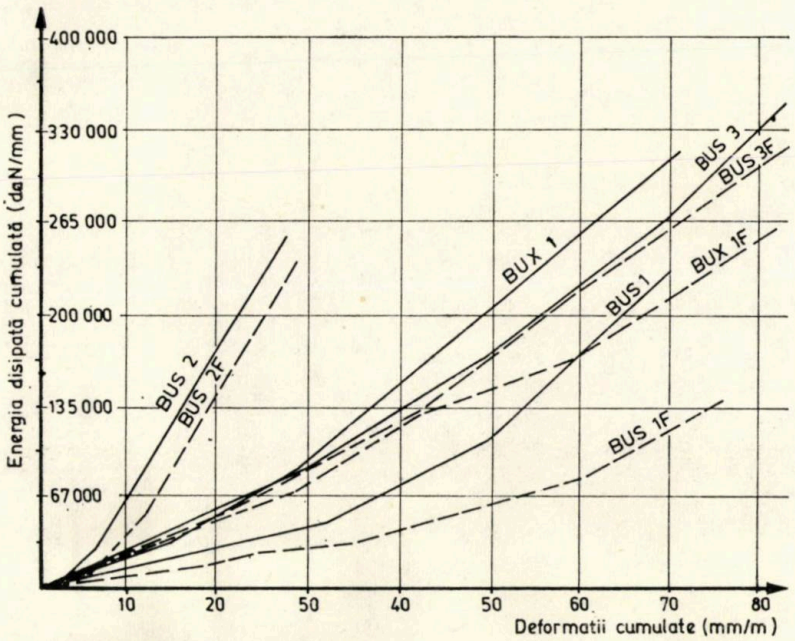


Fig. 8. Variația energiei disipate cumulate în funcție de deformația cumulată

BIBLIOGRAFIE

1. * * * Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structură din diafragme de beton (P85-78), Buletinul Construcțiilor Nr. 10, București, 1979.
2. Dumitrescu D., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice, Rev. Construcții, Nr. 8, București, 1979.
3. Grüner I., Mirșu O., Mihăescu A., Rotaru Gr., Tudor D., Stoian V., Buchman I., Furdui C., — Efectul contracției asupra structurilor cu diafragme din beton armat. Construcții, Nr. 12, București, 1979.
4. Avram C., ș. a. — Efectul contracției împiedicate la clădiri etajate cu diafragme din beton armat „A VII-a Conferință de betoane". Construcții înalte de beton armat, Vol. I, Iași 1975.
5. Mihăescu A., ș. a. — Studiul efectului contracției împiedicate la diafragme din beton armat monolit. I.P.T.V.T., Construcții de beton și metal, volum special, Timișoara 1977.

SOME CONTRIBUTIONS ON THE BEHAVIOUR OF CAST IN PLACE REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS

ABSTRACT

In the first part there are presented some results of theoretical and experimental studies on the behaviour of cast in place reinforced concrete shear walls with restrained shrinkage by the fondations or prefabricated slabs. Tests panels were made with normal ar lighweight concrete and different reinforceng ratios.

The second part deals with the researches an the rigidity and ductility of the coupling of shear walls subjected to ciclic loadings.

The testid coupling beams was connected withe and blacks wich simulated the real boundary conditions likely occur in shear wall structures : uncracked and cracked state. Different reinforced rations were considered.

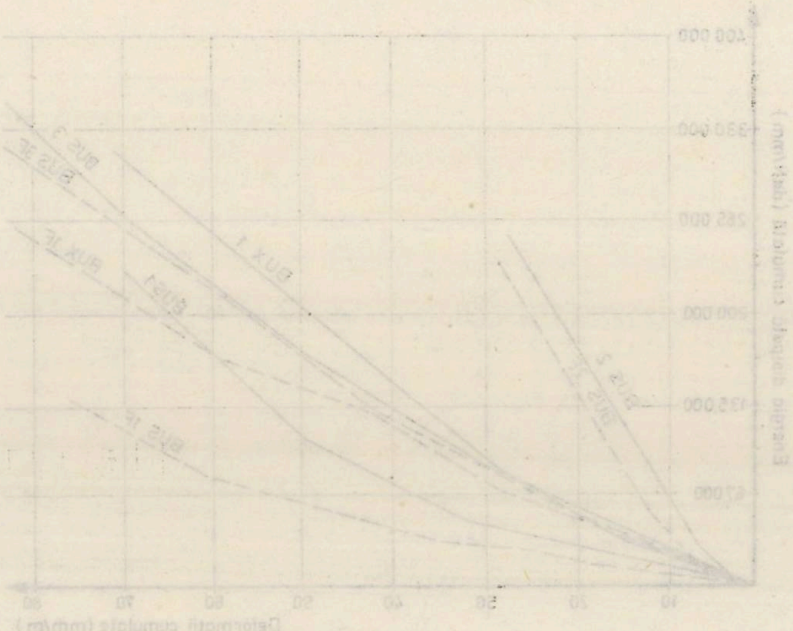


Fig. 8. Variația energiei disipate cumulate în funcție de deformația cumulată

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) **Fascicola 1 — 1981**

STUDIUL HIDRAULIC PE MODEL A DOUĂ CAPTĂRI PE RÎUL BEGA PENTRU SISTEMUL DE IRIGAŢII ŞAG–TOPOLOVĂŢ, JUDEŢUL TIMIŞ

DE

M. BÂLĂ, T. NICOARĂ, A. WEHRY

Dezvoltarea într-un ritm intens al amenajărilor de irigaţii din ţara noastră, prevede şi în judeţul Timi realizarea în prezent între rîurile Timiş şi Bega între localităţile Şag şi Topolovăţ, a unui modern sistem de irigaţii.

Pentru captarea apei necesare acestui sistem de irigaţii denumit Şag–Topolovăţ se prevăd printr-e altele şi două captări gravitaţionale din rîul Bega ; prima, amonte de municipiul Timişoara şi a doua, amonte de stăvilarul sistemului hidrotehnic Timiş-Bega din comuna Topolovăţul-Mare.

Proiectarea acestor două prize menţionate a fost realizată de proiectantul sistemului TCIF-Sectorul de proiectare Timişoara, care a cerut Institutului Politehnic „Traian Vuia" Catedrei de Construcţii Hidrotehnice şi Îmbunătăţiri Funciare realizarea studiului hidraulic pe model pentru verificarea principalelor parametrii de funcţionare.

Realizarea acestui sistem de irigaţii în zona de vest a ţării unde media precipitaţiilor anuale întrece evapotranspiraţia, s-a impus în special din cauza distribuţiei neuniforme a precipitaţiilor, avînd deficite importante de apă în perioada de vegetaţie.

Din acest motiv concomitent cu amenajarea de irigaţii se realizează şi sistemul de drenaj subteran închis, evacuînd excesul de umiditate temporar asigurînd şi o spălare a solului pentru menţinerea salinităţii solului la un nivel corespunzător.

Pentru priza amonte de Timişoara, se prevede :

- subtraversarea digului prin două galerii alăturate de secţiune dreptunghiulară fiecare de 1,40 m × 3,20 m.
- de la albia minoră-amonte de barajul Timişoara — se prevede un canal deschis pînă la intrarea în galeriile ce vor traversa digul. Galeriile fiind prevăzute cu stavile în amonte, pot funcţiona liber sau sub presiune.
- debitul de calcul al prizei 8,50 m^3/s.
- lungimea galeriei duble 35 m.

Dimensiunile canalului de racord şi ale prizei, inclusiv galeriile de subtraversare a digului şi construcţia disipatorului de energie din aval, au fost date de proiectant.

Principalele obiective ale cercetării se refereau la :

- stabilirea unghiului, între direcţiile medii de mişcare a apei în rîu şi respectiv în canalul de racord spre priză.
- stabilirea capacităţii de captare a prizei în funcţie de diferenţele de nivel între cotele amonte şi aval a galeriilor prizei.

Pentru priza amonte de Topolovățul-Mare, se prevede :

- subtraversarea digului și transportul în continuare cu două galerii, fiecare de 1,40 m × 3,2 m, în lungime totală de 165 m, prevăzută cu cămine de vizitare.
- amplasarea prizei la cca. 90 m amonte de stăvilarul Topolovăț, axul prizei formează un unghi de 35° cu axa rîului.
- debitul de calcul al prizei este de 7,50 m^3/s.
- Dimensiunile galeriilor, traseul și disipatorul de energie au fost date de proiectant.

Principalele obiective ale cercetării se refereau la :

- stabilirea capacității de captare a prizei în funcție de diferențele de nivel între cotele amonte și aval a galeriilor prizei.

Din analiza soluției rezultă că ambele prize lucrează ca niște conducte sub presiune în regim permanent. În unele cazuri la nivele mici în rîul Bega, galeriile pot funcționa și cu, curgerea liberă.

Pentru situația normală de funcționare a galeriilor, sub mică presiune în regim permanent și turbulent, se recomandă [1] legea de similitudine exprimată prin Fr=idem și λ=idem.

Deci se va respecta similitudinea geometrică iar rugozitatea pereților modelului se va alege aceiași cu cea din natură, adică : $\lambda_n = \lambda_m$.

Coeficienții de similitudine pentru principalele mărimi utilizate, sînt indicați în tabel Nr. 1. în care s-a adoptat coeficientul de similitudine pentru lungimi $\alpha_l = 15$.

Tabelul 1

Mărimea	Expresia coeficentului de similtitudine	Valoarea coeficientului de similitudine
Lungime	α_l	15
viteză	$\alpha = \alpha_l$ 1/2	3,872
debit	$\alpha = \alpha_l$ 5/2	871,42
pantă	α_i	1
coef. de rezit. hidr.	$\alpha\lambda$	1
coef. lui Chézy	α_c	1

Alegerea scării de modelare a fost determinată de posibilitățile existente în laboratorul catedrei de Construcții hidrotehnice și Îmbunătățiri funciare.

Scara $\frac{1}{15}$ a permis realizarea standului experimental pe una din platformele de modelare existente.

Modelele celor două prize s-au montat în cadrul unui singur stand experimental fig. 1, experimentările la cele două modele făcîndu-se succesiv.

Modelul a fost executat din zidărie de cărămidă, tencuit cu mortar de ciment pentru capetele amonte și aval, iar galeriile din beton netencuit cu rugozitate corespunzătoare condiției λ=idem.

Pentru coeficientul de rugozitate al pereților galeriilor în fenomenul natural fiind $n=0{,}025$ pentru materialul de beton armat decofrat, rezultînd un coeficient de rezistență hidraulică $\lambda_n=0{,}07$.

În model s-au adoptat rugozități care să conducă la un coeficient de rezistență hidraulică $\lambda_m=0{,}07$ potrivit condiției de modelare specificate.

Rezultatele experimentale au confirmat că această condiție a fost respectată.

Menționăm că în cadrul calculului valorilor λ_m s-au considerat pierderile de sarcină locale cu valoarea $2\frac{V^2}{2g}$.

În regimurile experimentale, cu fața liberă și sub presiune, s-au obținut grafice ale variației debitului captat funcție de diferența de nivel a apei între amonte și aval a galeriei.

S-a constatat că secțiunile transversale propuse de proiectant pentru galerii, satisfac debitele necesare de captat din rîu.

În regimurile de funcționare sub presiune există chiar o depășire a debitelor indicate.

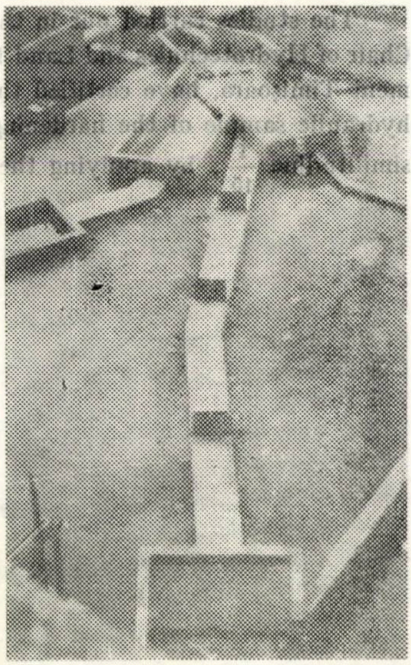


Fig. 1. Vederea ștandului experimental.

În ceea ce privește unghiul între direcția rîului și a axului captării pentru priza amonte Timișoara s-a adoptat valoarea de 45°. În această problemă con. form indicațiilor [2] acest unghi este

$$\beta=\text{arc cos}\frac{V_0}{V_i}$$

unde : V_i ... este viteza în canalul de captare.
V_0 ... viteza apei în rîu.

În cazul prizei amonte Timișoara raportul acestor viteze pe model a fost de 0,7 ceea ce corespunde cu $\beta=45°$.

BIBLIOGRAFIE

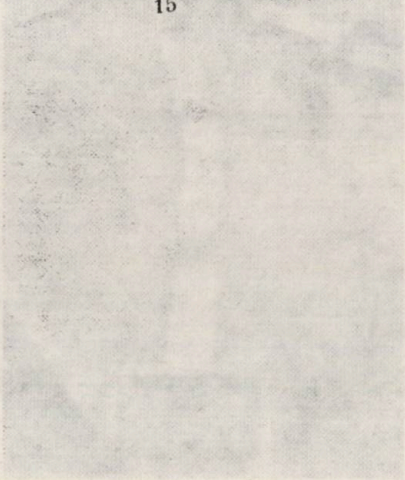
1. Mateescu, C. — „Hidraulică" Ed. 1961, pag. 349.
2. Kiselev, P.G. — „Îndreptar pentru calcule hidraulice" (Ed. în l. rusă) 1972 pag. 136.

THE HYDRAULIC STUDIES OF THE BEGA RIVER FOR THE IRRIGATION SYSTEM

ABSTRACT

The paper presents the hydraulic studies on a sample of two hardenings of the Bega River in order to catch the water necessary for the Șag. Topolovăț Irigation System.

The studies carried out in the Laboratory of Hidraulics belonging to the Chair of Hydrotechnics and Land Improvements, the Civil Engineering Departament Timişoara, have certified the catching of the imposed rate of flow. The hydraulic sample of the hardening was performed on the scale of geometrical similitudine $\frac{1}{15}$, by applying the similitudine law.



Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

STUDIUL PRIN MODELARE ANALOGICĂ A EFECTELOR ECRANELOR DE ETANŞARE ŞI A DRENAJELOR ASUPRA INFILTRAŢIILOR ÎN ZONA UNOR ECLUZE

DE

I. DAVID, P. BOERIU, GH. LAZĂR

În momentul de faţă principalele metodologii pentru studiul infiltraţiilor, pe plan mondial sînt metoda modelării analogice şi metoda modelării matematice.

Avînd în vedere, complexitatea problemelor necesare a fi luate în studiu, determinate în esenţă, mai ales de geometria locală în adîncime a ecluzelor, de problemele speciale urmărite, în cadrul studiului de faţă s-a folosit prima metodă, cea a analogiei electrohidrodinamice.

Principalele obiective ale cercetării, au urmărit pe medele analogice spaţiale pe zone mai extinse (3×3 km^2) din vecinătatea ecluzelor următoarele probleme :

– modul de dezvoltare a infiltraţiilor în zone mai extinse, în condiţiile nivelurilor caracteristice de exploatare (spectrul nivelurilor hidrodinamice în zonă după intrarea în exploatare a sistemului) ;

– stabilirea distribuţiei nivelurilor hidrodinamice în lungul bajoaierelor ecluzelor şi a subpresiunilor pe radierul ecluzelor în condiţiile modelării unor zone mai extinse pe modele spaţiale pentru a cuprinde cît mai exact condiţiile reale de exploatare ;

– studiul diferitelor variante de ecrane şi drenaje la ecluza Cernavodă şi precizarea unor recomandări pentru proiectantul de specialitate privind eficienţa ecranului şi a drenajului din punct de vedere al evoluţiei subpresiunilor.

Stabilirea condiţiilor de modelare şi proiectarea modelelor s-au făcut pe baza datelor hidrologice şi hidrogeologice puse la dispoziţie.

a) În zona ecluzei Agigea cota medie a stratului de bază (crete reoniene), a fost modelat ţinînd cont de existenţa stratului freatic subteran, precum şi de existenţa unor formaţiuni calcaroase.

Modelul analogic spaţial s-a proiectat la scara 1 : 2 500. Pentru o mai mare exactitate, zona învecinată ecluzei s-a modelat şi separat. Pentru acest detaliu s-a conceput şi realizat un model al ecluzei Agigea (inclusiv racordul cu porturile de aşteptare amonte şi aval) prevăzut cu un număr de 32 prize de presiune pe radier în vederea determinării distribuţiei subpresiunilor. O vedere de ansamblu a modelului analogic al întregii zone este prezentat în figura 1, iar în figura 2 se prezintă aparatura de studiu folosită.

b) În jurul ecluzei Cernavodă, s-a modelat o zonă semnificativă din punct de vedere al infiltraţiilor care se extinde de la axul canalului şi ecluzei (mal stîng) pînă la Dunăre, respectiv (mal drept) pînă la canalul de derivaţie şi prelungirea ei după tangenta paralel cu axul canalului pînă la Dunăre. Pe baza profilelor hidrogeologice s-a stabilit o cotă medie a stratului impermeabil de

Fig. 1. Vedere gentrală a modelului analogic în zona ecluzei.

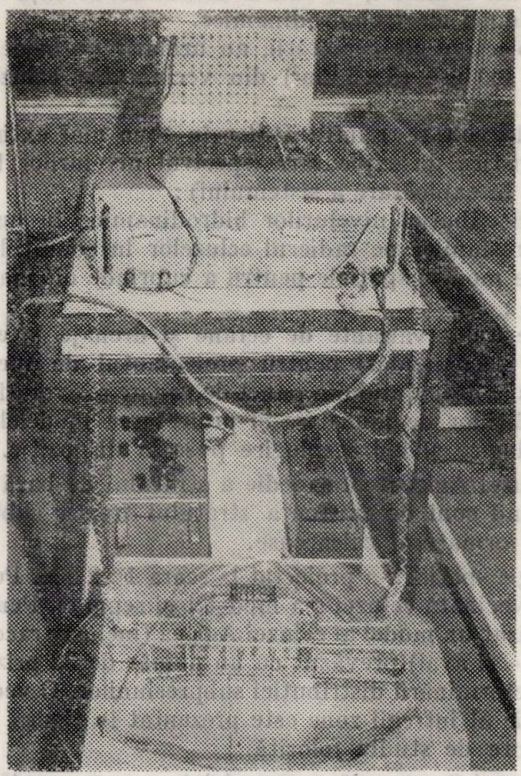


Fig. 2. Vedere a aparaturii analogice utilizate și a modelului de detaliu al ecluzei.

bază. Față de această cotă medie, pe baza profilelor longitudinale s-au stabilit zonele porturilor de așteptare din amonte și aval în care acestea sînt în contact direct cu stratul acvifer.

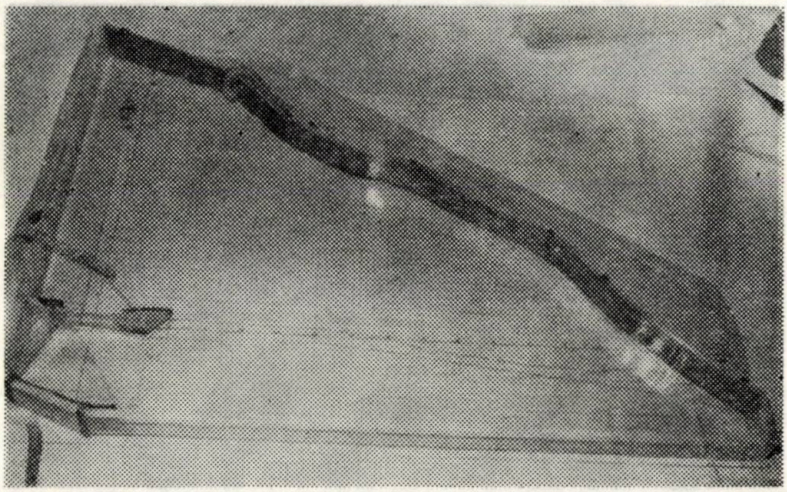


Fig. 3. Vedere generală a modelului analogic de ansamblu

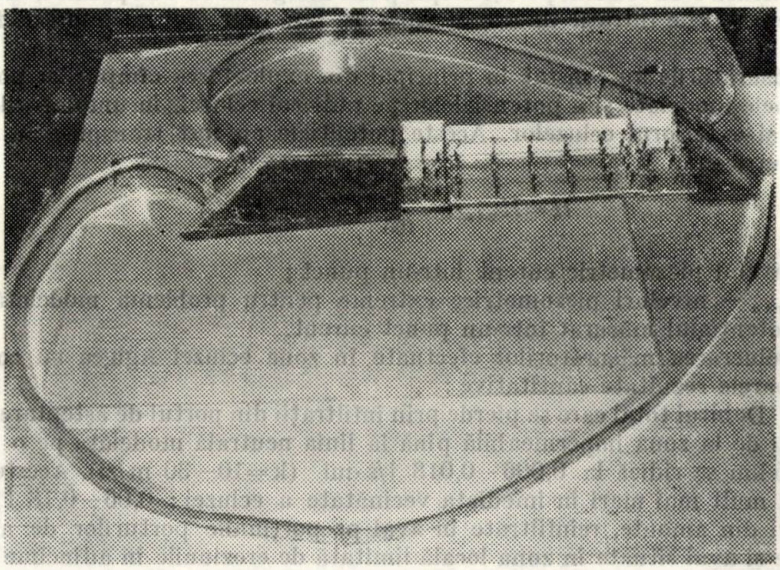


Fig. 4. Vedere de ansamblu a zonei locale.

Astfel, s-au cuprins prin mediere pe zone elementele geometrice și hidrologice cele mai caracteristice care influențează în mod determinant dezvoltarea infiltrațiilor, precum și efectele reale asupra ecluzei propriu zise.

Pentru efectuarea studiilor s-au proiectat și executat două modele.

— Un model de ansamblu a întregii zone precizate mai sus la scara 1 : 5 000 fig. 3 (zona Cernavodă).

— Un model la scara 1 : 1 000 care modelează o zonă decupată din modelul general în lungul unor linii de curent închise determinate pe baza măsurătorilor pe primul model fig. 4.

Pentru ecluza propriu zisă s-a conceput și realizat un model de detaliu, scara 1 : 1 000, prevăzut cu 39 de prize pentru măsurarea presiunii pe radier.

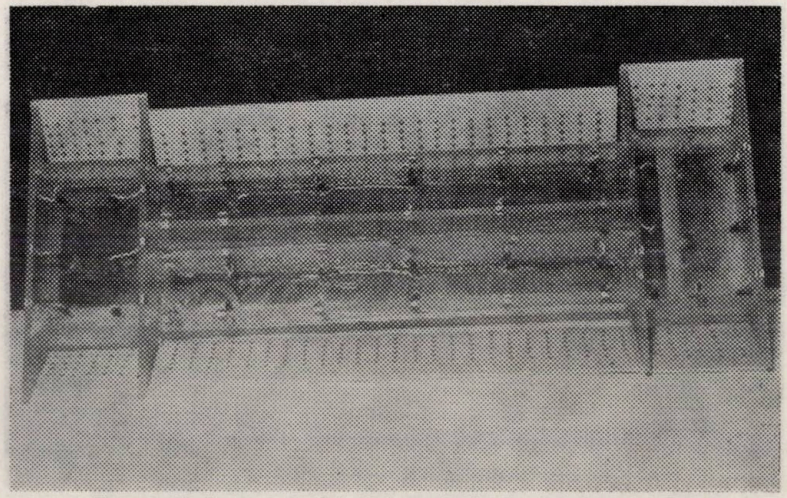


Fig. 5. Vedere a modelului analogic de detaliu a ecluzei.

De asemenea s-au realizat pereți despărțitori marginali care să permită modelarea coeficientului de filtrație diferit în săpătură față de restul mediului de filtrație, fig. 5.

Măsurătorile au constat în principal din exploatarea cîmpurilor potențiale din zonele modelate și a potențialelor pe radierul ecluzei, în umpluturile dintre ecluze și exteriorul ecluzelor. Aceste potențiale au fost transpuse în niveluri piezometrice :

$$H = H_{min} + \frac{U\%}{100} (H_{max} - H_{min})$$

H — nivelul piezometric curent într-un punct ;
$H_{max,\ min}$ — niveluri piezometrice extreme pentru problema modelată ;
U — potențialul măsurat într-un punct curent.

Prelucrarea măsurătorilor efectuate în zona ecluzei Agigea au condus la următoarele rezultate cantitative :

— Debitul total care se pierde prin infiltrații din portul de așteptare amonte și canal de la zona impermeabilă pînă la linia neutrală modelată pe o lungime de 1,15 km se ridică la 0,006 — 0,018 l/s·ml (k = 10 — 30 m/zi). Aceste debite sînt cu mult mai mari în imediata vecinătate a ecluzei : 0,06 — 0,18 l/s·ml — pierderi din amonte, reînfiltrate în aval pe porțiunile porturilor de așteptare amonte și aval situate în zona locală limitată de eroziunile în adîncime a calcarului.

— Explorarea nivelelor piezometrice în lungul bajoaierelor și a subpresiunilor pe radierul ecluzei în 32 de puncte au dus la o distribuție a presiunilor în lungul profilelor longitudinale de forme caracteristice pentru infiltrații pe sub construcțiile hidrotehnice.

În cazul ecluzei de la Cernavodă pe modelul spațial s-a urmărit în mod deosebit distribuția nivelurilor piezometrice în lungul bajoaierelor (în umplutură) și a subpresiunilor pe radierele ecluzelor, luîndu-se în considerare următoarele variante (V_i) :

— V_1 situație fără amenajări speciale ; fără ecran de etanșare, fără drenaj, permeabilitatea umpluturii aceiași cu cea a stratului acvifer (calcare) ($k_u = k$) ;

— V_2 dispunerea unui ecran de etanșare, în amonte, de lungime $L = 20$ m, pe ambele părți ale capului amonte ($k_u = k$) ;

— V_3, idem cu $L=60$ m ;

— V_4, drenarea umpluturii dintre ecluze (dren care să asigure evacuarea apei la cota nivelului din bieful aval) fără ecran : $k_u=k$;

— V_5, drenarea atît a umpluturii dintre ecluze cît și a umpluturilor laterale, fără ecran $k_u=k$;

— V_6, fără ecran, fără drenaj, raportul dintre coeficientul de filtrație a umpluturii k_u și a calcarului $k_u/k=10$;

— V_7, idem cu ecran de etanșare, $L=60$ m.

În cadrul fiecărei variante s-au luat în considerare cele două niveluri caracteristice în bieful aval : 7,50 m (nivel normal de exploatare) și 6,50 m (nivel minim aval).

Prima problemă luată în studiu a fost cea a efectului ecranului dezvoltat lateral pe diferite lungimi pe ambele părți și încastrat evident în stratul de bază. Exploatarea nivelelor piezometrice în zona locală (de 1 000 × 800 m) din jurul ecluzei ; fără ecran și cu ecran în variantele V_2 ($L=20$ m) și V_3 ($L=60$ m) a demonstrat că dezvoltarea laterală a ecranului nu are o influență semnificativă. Abia peste 60 m s-a constatat o deformare semnificativă a liniilor de nivel de 90% ($NH=13{,}80$ m) și de 80% ($NH=13{,}1$ m).

Rezultatele exploatării nivelurilor piezometrice în lungul bajoaierelor și a subpresiunilor în cele 40 de puncte sînt prezentate în figurile nr. 6 și 7. Se observă

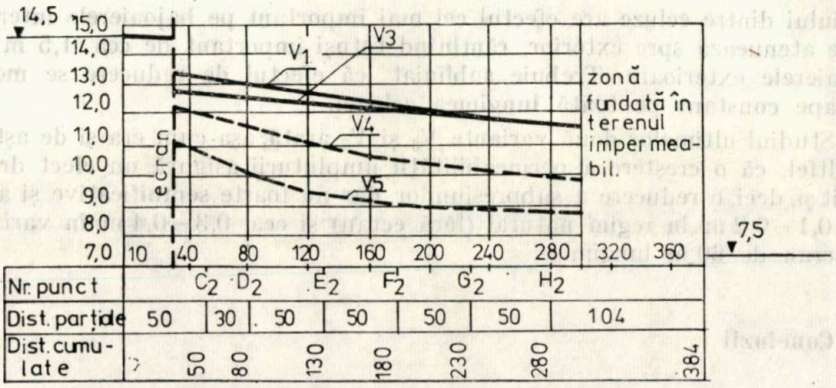


Fig. 6. Distribuția subpresiunilor pe radier (pe profilul A2—H2) ;
V_1 — fără ecran, fără drenaj.
V_3 — cu ecran (L=60 m), fără drenaj.
V_4 — cu drenarea spațiului între ecluze (pe porțiunea 65—320 m).
V_5 — cu drenarea atît a spațiului dintre ecluze cît și săpăt. laterale.

că ecranul cu o lungime $L=20$ m nu are o influență semnificativă asupra reducerii subpresiunilor. Influența ecranului cu $L=60$ m este ceva mai mare, mai ales în imediata vecinătate dinspre aval. Reprezentarea comparativă a variantelor V_1 și V_3 subliniază afirmația de mai sus.

Rezultă deci că ecranele de etanșare, chiar la o dezvoltare laterală relativ mare nu reduc în mod substanțial subpresiunile. Acest rezultat era de așteptat datorită mișcării de ocolire în plan care se poate dezvolta în această zonă datorită prezenței masive a calcarelor.

Cercetarea efectului drenării umpluturii dintre ecluze ($V_{4,5}$) și a drenării complete (și în umpluturile laterale), a pus în evidență o reducere substanțială a nivelurilor piezometrice și a subpresiunilor incomparabil mai mari decît în cazul ecranului de etanșare. Se observă din reprezentarea grafică că drenarea

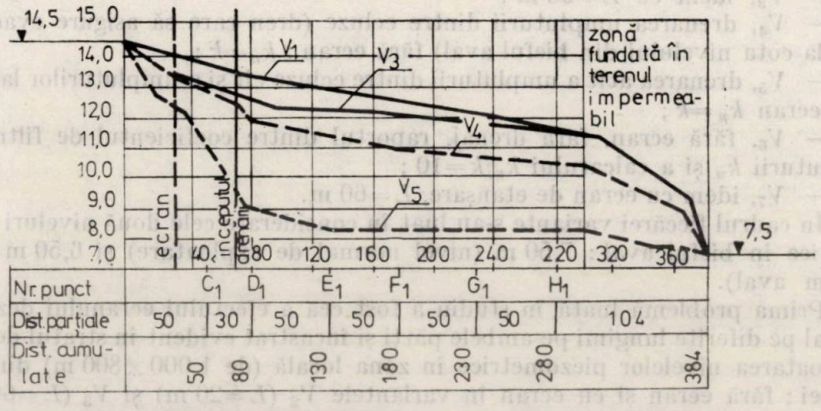


Fig. 7. Distribuția nivelurilor pe bajoaierul lateral (stînga) :
V_1 — fără ecran, fără drenaj.
V_3 — cu ecran (L=60 m), fără drenaj.
V_4 — cu drenarea spațiului între ecluze (pe porțiunea 65—320 m).
V_5 — cu drenarea atît a spațiului dintre ecluze cît și a săpăturilor laterale.

spațiului dintre ecluze are efectul cel mai important pe bajoaierele interioare. El se atenuează spre exterior, rămînînd totuși important de cca. 1,5 m și pe bajoaierele exterioare. Trebuie subliniat că efectul de reducere se menține aproape constant pe toată lungimea ecluzei.

Studiul ultimelor două variante V_6 și V_7 arată, așa cum era și de așteptat de altfel, că o creștere a permeabilității umpluturii asigură un efect drenant sporit și, deci, o reducere a subpresiunilor, dar nu foarte semnificative și anume cca. 0,1 — 0,2 m în regim natural (fără ecran) și cca. 0,3 — 0,4 m în variantele cu ecran de 60 m lungime.

Concluzii

Rezultatele cercetărilor obținute pe modele spațiale de ansamblu și locale, pot fi utilizate atît pentru cunoașterea evoluției infiltrațiilor în condiții de exploatare pe zone mai extinse ale ecluzelor Agigea și Cernavodă, cît și pentru stabilirea corectă a distribuției nivelurilor piezometrice la limita bajoaierelor și a subpresiunilor pe radierele ecluzelor.

De asemenea se poate cunoaște evoluția infiltrațiilor în condițiile de exploatare.

Variantele analizate, au pus în evidență o eficiență redusă a ecranelor de etanșare, chiar în cazul unor lungimi mari a acestora, pentru ecluza de la Cernavodă. În același timp s-a subliniat eficiența deosebită pentru reducerea subpresiunilor a drenajelor efectuate în interspațiul dintre ecluze și în umpluturile laterale.

Modelele executate pot fi utilizate în continuare pentru abordarea unor noi probleme de infiltrații.

Subliniem de asemenea că rezolvarea acestor probleme concrete din domeniul infiltrațiilor, pune în evidență o concluzie metodologică generală privind avantajele utilizării modelărilor analogice spațiale.

BIBLIOGRAFIE

1. Pietraru, V.: „Calculul infiltrațiilor" Ed. Ceres 1977
2. Filciakov, P. F.: Teoria filtrației pod ghidrotehniceskimii soorujenia — Kiev 1960
3. Schneebeli, G.: Hidraulique souterraine — Paris, Eyrolles 1966
4. David I.: Contribuții la studiul unor mișcări prin medii poroase — Teză de doctorat 1973, I.P.T.V. Timișoara

L'ÉTUDE – PAR MODÉLATION ANALOGIQUE – DES ÉFFETS DES ÉCRANS D'ÉTANCHEMENT ET DES DRAINAGES, SUR LES INFILTRATIONS DANS LA ZONE DES ÉCLUSES D'AGIGEA ET DE CERNAVODĂ

RÉSUMÉ

Dans ce travail on présente – à l'aide des modèles spatiales l'étude de l'évolution des infiltrations pendant l'exploitation des écluses d'Agigea et de Cernavodă. Les variantes analysées ont mis en évidence l'éfficience réduite des écrans d'étanchement même si ils ont une grande longueur. Dans le même temps, on a souligné l'éfficience particulière des drainages éffectués dans l'éspacement des écluses et dans les remplissages latérales, pour réduire les souspressions.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 1 — 1981

ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE LA REALIZAREA FILTRELOR PENTRU DRENAJUL TERENURILOR AGRICOLE

DE

GHEORGHIU V., WEHRY A., MAN T. E.

Practica drenajului în lume ilustrată în literatura tehnică de specialitate [1, 2, 3, 6, 9, 10] arată necesitatea materialelor filtrante în jurul sau deasupra drenului avînd următoarele calităţi :

— să prevină mişcarea către dren a particulelor de sol care ar putea colmata drenul sau ar bloca găurile tubului de dren ;

— să asigure şi creieze în imediata vecinătate a tubului un material mai permeabil ca cel din jur, pentru un aflux mai bun al apei în dren ;

— să asigure o corespunzătoare stratificare a solului în jurul drenului şi o stabilizare a drenului şi a stratului de sol în care este pozat drenul.

Există două soluţii principale care pot fi adoptate în practica drenajului : cazul cînd se foloseşte un dren cu diametru mare ∅80, 110 mm şi un material filtrant cu grosime mică (împîslitură fibre sticlă, terasin, netesin, drenatex) avînd rol protector împotriva antrenării particolelor de sol în dren care ar putea produce colmatarea sa şi blocarea găurilor tubului, ceea ce ar conduce la o mărire considerabilă a rezistenţei la intrare şi un aflux mult mai mic de apă în dren, al doilea caz fiind acela cînd s-ar folosi un dren cu diametrul ∅50, 65 mm, avînd în jurul său un material filtrant într-un strat gros de minimum 5 cm (pietriş, zgură granulată de furnal, scoici, paie, pleavă orez, tulpini de in etc.) ceea ce ar conduce la un perimetru udat mult mărit ,o filtrare bună a apei şi respectiv un bun aflux de apă în dren.

Literatura tehnică de specialitate precizează faptul că pot fi realizate reţele de drenaj şi fără materiale filtrante, aceasta însă în cazul solurilor cu bună permeabilitate, bine structurate, omogene şi stabile, pozarea drenului făcîndu-se în bune condiţiuni tehnice.

Preţul de cost destul de ridicat al filtrelor care uneori ajunge la valori egale cu cel al tubului de dren, împreună cu necesitatea unor cantităţi foarte mari în perioada următoare a impus şi impun în continuare diversificarea lor şi alegerea lor cu mare discernămînt în baza următoarelor *criterii* : criteriul hidraulic (rezistenţa la intrare mică, colmatare redusă), al preţului de cost (preţul materialului filtrant să fie sub valoarea tubului de dren), al cantităţilor disponibile, al tehnologiilor de pozare, al durabilităţii în timp.

Studiile şi cercetările efectuate au evidenţiat posibilitatea folosirii ca materiale filtrante pentru drenaj şi a următoarelor materiale : pietriş, zgură granulată de furnal, scoici, paie (ovăz, grîu, orz, secară), deşeuri textile, pleavă orez, tulpini de in, terasin, drenatex şi netesin.

În baza cercetărilor teoretice [5] cunoscînd valorile conductivităţii hidraulice a filtrelor în stare iniţială şi colmatată în diferite soluri se poate calcula şi analitic valoarea coeficientului de intrare (ξ_{i+f}) pentru orice complex dren plus

filtru urmînd a se verifica în laborator experimental valoarea sa și gradul de colmatare în diferite soluri.

Relația analitică de calcul a lui ξ_{i+f} stabilită de David I., [5], permite evaluarea pierderilor de sarcină la intrare prin filtru și perforațiile tubului de dren, ținînd seama și de conductivitatea hidraulică a solului și a materialului filtrant înainte și după colmatare.

Determinări de laborator asupra materialelor filtrante pentru drenaj

Cercetările de laborator au fost efectuate conform metodologiei cunoscută pe plan mondial [1, 2, 8, 9, 12, 13, 15], îmbunătățită [4, 5, 6, 7, 10, 11] privind stabilirea parametrilor hidraulici (rezistența la intrarea apei în dren (W_i) respectiv pierderea de sarcină la intrare (h_i) și gradul de colmatare, pe următoarele standuri :

1) *stand avînd drenul așezat vertical* [7, 10, 11], existente în număr de 3 buc. în cadrul Lab. de Îmb. funciare, I.P. „Tr. Vuia" Timișoara, fig. 1.

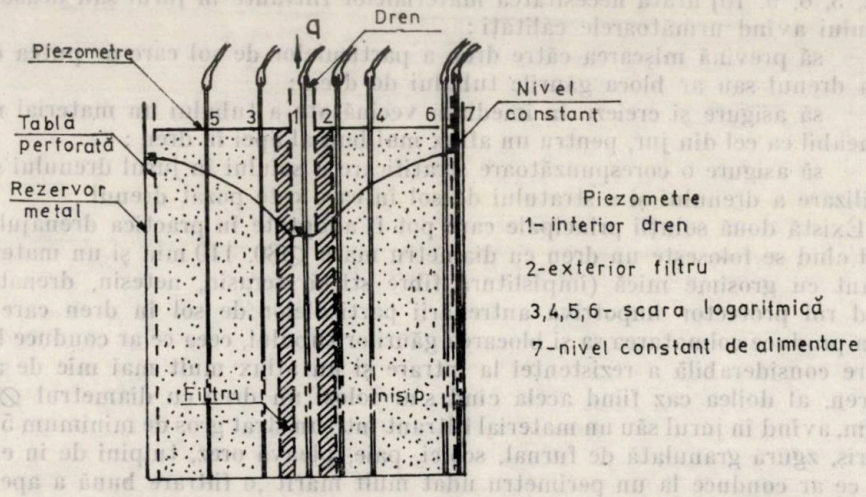


Fig. 1. Secțiune transversală prin standul avînd drenul așezat vertical pentru determinarea rezistenței la intrarea apei în dren sau complexul dren plus filtru (I. P. „Traian Vuia" Timișoara, Lab. de irigații și drenaje).

Cu măsurătorile efectuate pe aceste standuri au fost calculate valorile medii zilnice ale rezistenței la intrarea apei în dren, timp de cinci zile, cu relația :

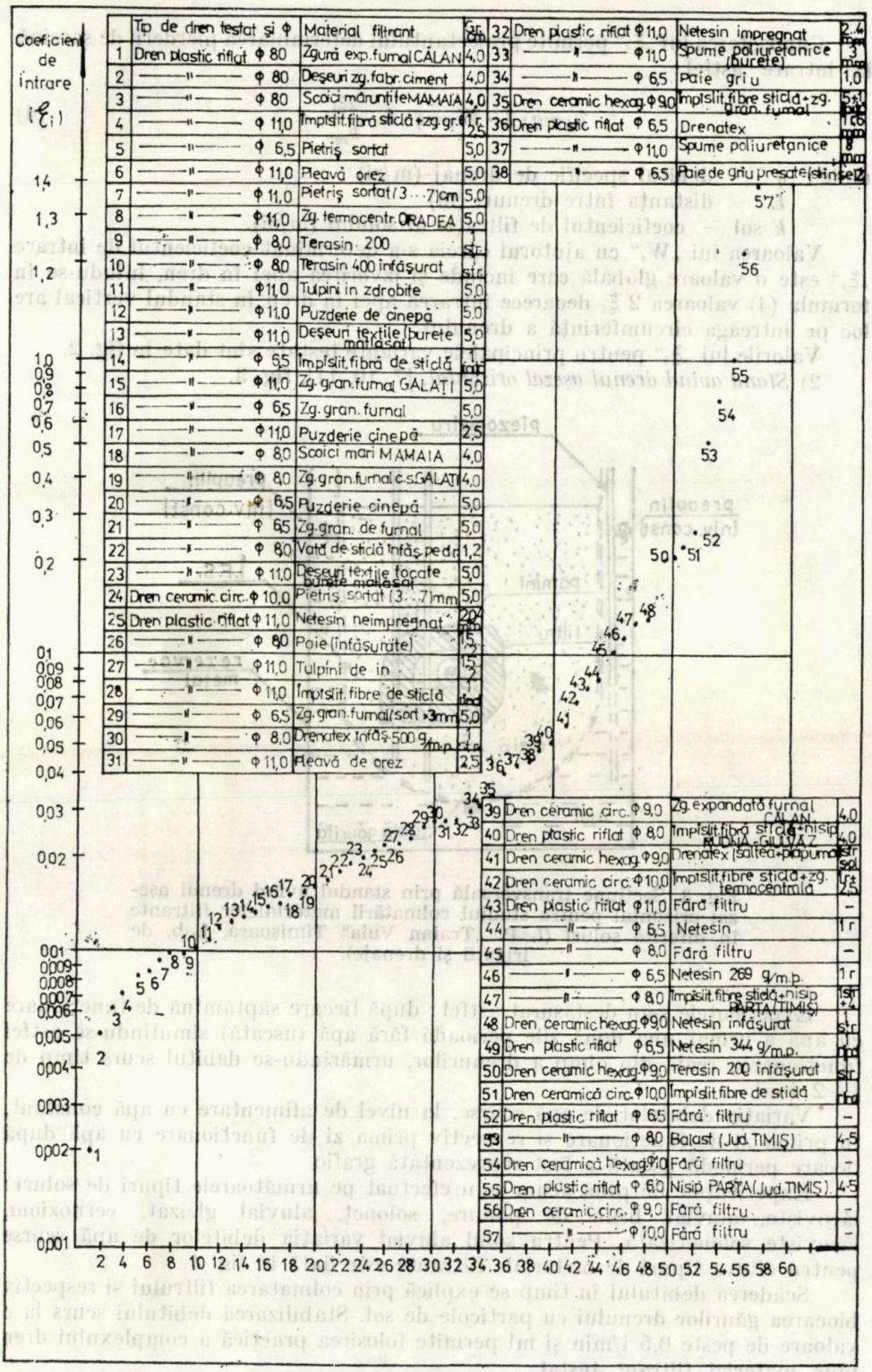
$$W_i = \frac{h_0 - h_i}{q/h_i}, \text{ (zile/m)} \qquad (1)$$

unde : q — debitul sifonat (cm^3/min)

h_0, h_i — înălțimile piezometrice în afara drenului (filtrului) și respectiv în dren, (cm).

Cu valoarea medie a rezistenței la intrare pe cele cinci zile și valoarea medie determinată experimental pe același stand a coeficientului de filtrație al nisipului din stand s-a calculat valoarea *coeficientului de intrare* „ξ_i" astfel :

$$\xi_i = W_i \cdot k, \qquad (3)$$



	Tip de dren testat și Φ	Material filtrant	Gr. cm
1	Dren plastic riflat Φ 80	Zgură exp. furnal CĂLAN	4,0
2	〃 Φ 80	Deșeuri zg. fabr. ciment	4,0
3	〃 Φ 80	Scoici mărunțite MAMAIA	4,0
4	〃 Φ 11,0	Impîslit fibră sticlă + zg. gr.	1 r 2,5
5	〃 Φ 6,5	Pietriș sortat	5,0
6	〃 Φ 11,0	Pleavă orez	5,0
7	〃 Φ 11,0	Pietriș sortat (3...7) cm	5,0
8	〃 Φ 11,0	Zg. termocentr. ORADEA	5,0
9	〃 Φ 8,0	Terasin 200	1 str.
10	〃 Φ 8,0	Terasin 400 înfășurat	1 str.
11	〃 Φ 11,0	Tulpini în zdrobite	5,0
12	〃 Φ 11,0	Puzderie de cînepă	5,0
13	〃 Φ 11,0	Deșeuri textile (bureți mătăsoși)	5,0
14	〃 Φ 6,5	Impîslit fibră de sticlă	1 înf.
15	〃 Φ 11,0	Zg. gran. furnal GĂLAȚI	5,0
16	〃 Φ 6,5	Zg. gran. furnal	5,0
17	〃 Φ 11,0	Puzderie cînepă	2,5
18	〃 Φ 8,0	Scoici mări MAMAIA	4,0
19	〃 Φ 8,0	Zg. gran. furnal c.s. GĂLAȚI	4,0
20	〃 Φ 6,5	Puzderie cînepă	5,0
21	〃 Φ 6,5	Zg. gran. de furnal	5,0
22	〃 Φ 8,0	Vată de sticlă înfăș. pe dr.	1,2
23	〃 Φ 11,0	Deșeuri textile focate (bureți mătăsoși)	5,0
24	Dren ceramic circ. Φ 10,0	Pietriș sortat (3...7) mm	5,0
25	Dren plastic riflat Φ 11,0	Netesin neimpregnat	2,4 g/m.p.
26	〃 Φ 80	Paie (înfășurate)	15
27	〃 Φ 11,0	Tulpini de in	15
28	〃 Φ 11,0	Impîslit fibre de sticlă	1 înf.
29	〃 Φ 6,5	Zg. gran. furnal sort >3 mm	5,0
30	〃 Φ 8,0	Drenatex înfăș. 500 g/m.p.	1
31	〃 Φ 11,0	Pleavă de orez	2,5
32	Dren plastic riflat Φ 11,0	Netesin impregnat	2,4 g/m.p.
33	〃 Φ 11,0	Spume poliuretanice (bureți)	3 mm
34	〃 Φ 6,5	Paie grîu	1,0
35	Dren ceramic hexag. Φ 9,0	Impîslit fibre sticlă + zg. gran. furnal	5+1 p.p.
36	Dren plastic riflat Φ 6,5	Drenatex	1,06 g/m.p.
37	〃 Φ 11,0	Spume poliuretanice	8 mm
38	〃 Φ 6,5	Paie de grîu presate (strînse)	12
39	Dren ceramic circ. Φ 9,0	Zg. expandată furnal CĂLAN	4,0
40	Dren plastic riflat Φ 8,0	Impîslit fibră sticlă + nisip AUDIA - GĂLĂUAZ	4,0
41	Dren ceramic hexag. Φ 9,0	Drenatex (salteă + plapumă)	str. sol.
42	Dren ceramic circ. Φ 10,0	Impîslit fibre sticlă + zg. termocentrală	1 r + 2,5
43	Dren plastic riflat Φ 11,0	Fără filtru	–
44	〃 Φ 6,5	Netesin	1 r
45	〃 Φ 8,0	Fără filtru	–
46	〃 Φ 6,5	Netesin 269 g/m.p.	1 r
47	〃 Φ 8,0	Impîslit fibre sticlă + nisip PARTA (TIMIȘ)	1 înf. + 4
48	Dren ceramic hexag. Φ 9,0	Netesin înfășurat	1 str.
49	Dren plastic riflat Φ 6,5	Netesin 344 g/m.p.	1 p.p.
50	Dren ceramic hexag. Φ 9,0	Terasin 200 înfășurat	str.
51	Dren ceramică circ. Φ 10,0	Impîslit fibre de sticlă	1 înf.
52	Dren plastic riflat Φ 6,5	Fără filtru	–
53	〃 Φ 8,0	Balast (Jud. TIMIȘ)	4-5
54	Dren ceramică hexag. Φ 10	Fără filtru	–
55	Dren plastic riflat Φ 6,0	Nisip PARTA (Jud. TIMIȘ)	4-5
56	Dren ceramic circ. Φ 9,0	Fără filtru	–
57	〃 Φ 10,0	Fără filtru	–

Fig. 2. Valorile coeficientului de intrare ξ_i pentru materialele filtrante testate pe standul avînd drenul așezat vertical.

Cunoașterea lui „ξ_i" permite proiectantului determinarea pierderii de sarcină la intrare astfel :

$$h_i = q \cdot L \cdot W_i = q \cdot L \frac{2\xi_i}{k_{sol}}, \qquad (4)$$

unde : q — debitul specific de drenaj (m/zi)
L — distanța între drenuri (m)
k sol — coeficientul de filtrație al solului (m/zi).

Valoarea lui „W_i" cu ajutorul căreia s-a determinat coeficientul de intrare „ξ_i" este o valoare globală care include și izvorirea apei în dren, luîndu-se în formula (4) valoarea 2 ξ_i deoarece intrarea apei în dren în standul vertical are loc pe întreaga circumferință a drenului.

Valorile lui „ξ_i" pentru principalele variante testate sînt date în fig. 2.

2) *Stand avînd drenul așezat orizontal*, [7, 10, 11], fig. 3.

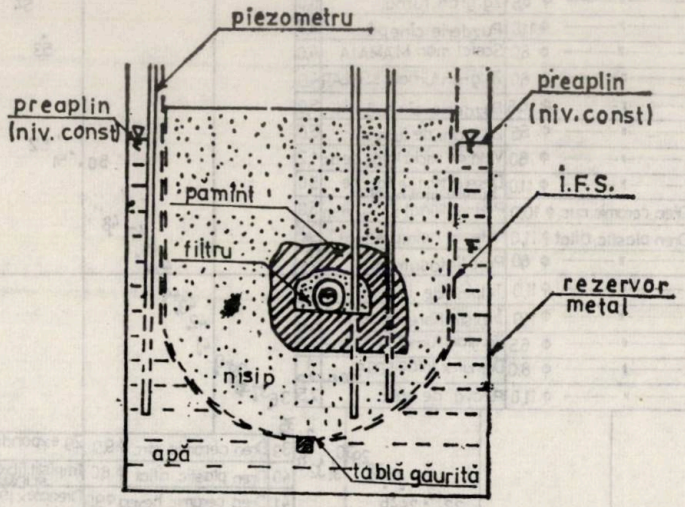


Fig. 3. Secțiune transversală prin standul avînd drenul așezat orizontal pentru studiul colmatării materialelor filtrante în diferite soluri (I. P. „Traian Vuia" Timișoara, Lab. de irigații și drenaje).

Experiențele s-au desfășurat astfel : după fiecare săptămînă de funcționare cu apă a urmat una două zile perioadă fără apă (uscată) simulîndu-se astfel funcționarea reală din cîmp a drenurilor, urmărindu-se debitul scurs timp de 1—2 luni.

Variația debitelor de apă scurse, la nivel de alimentare cu apă constant, în prima zi de funcționare și respectiv prima zi de funcționare cu apă după fiecare perioadă uscată a fost reprezentată grafic.

Experiențele de pînă acum s-au efectuat pe următoarele tipuri de soluri : lăcoviște, aluvial, brun de pădure, soloneț, aluvial gleizat, cernoziom, lăcoviște solonetizată. Pentru solul aluvial variația debitelor de apă scurse pentru cîteva tipuri de materiale filtrante este dată în fig. 4.

Scăderea debitului în timp se explică prin colmatarea filtrului și respectiv blocarea găurilor drenului cu particole de sol. Stabilizarea debitului scurs la o valoare de peste 0,5 l/min și ml permite folosirea practică a complexului dren plus material filtrant testat.

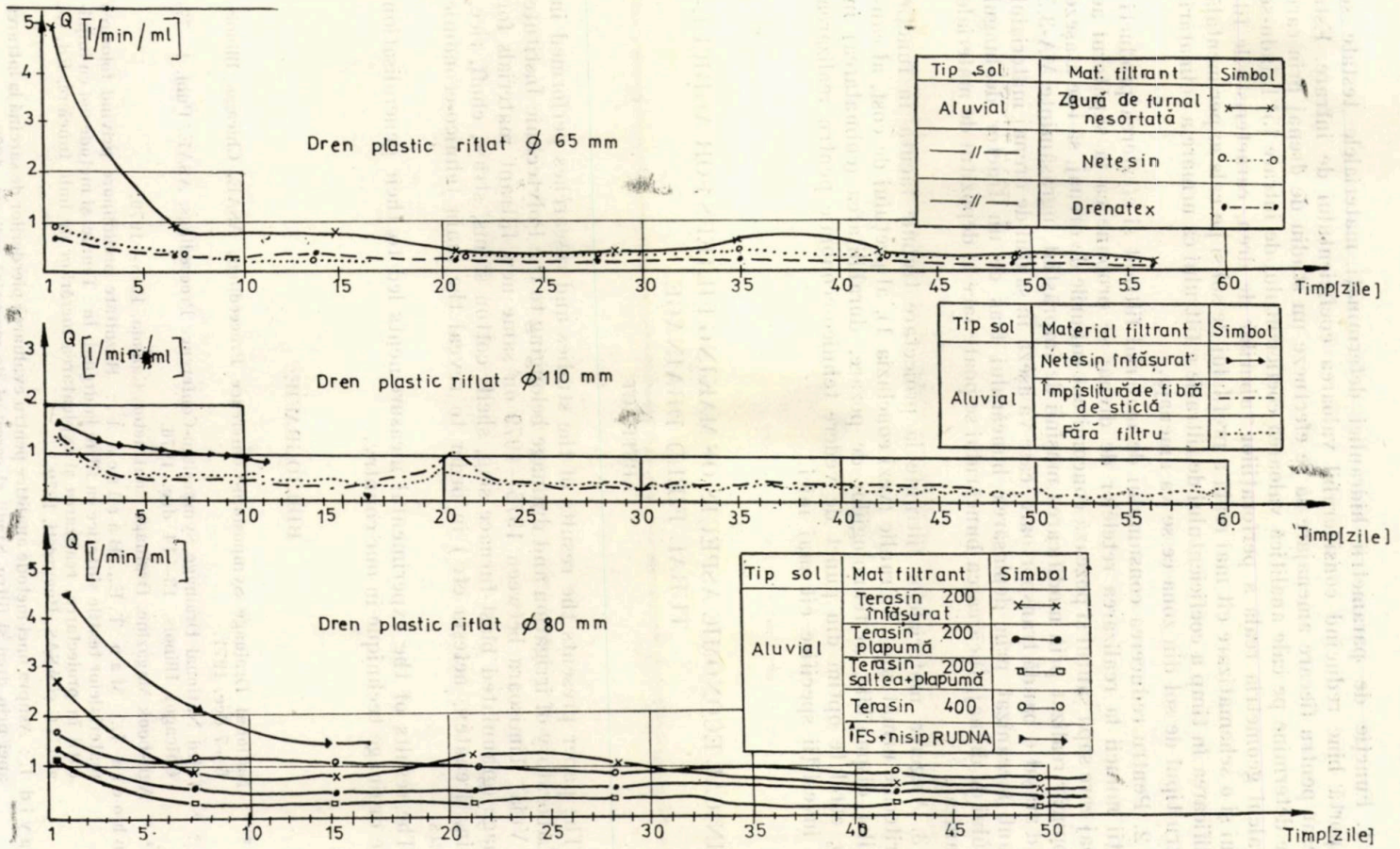


Fig. 4. Variaţia debitului de apă drenat datorită colmatării la nivel de alimentare constant, la drenurile din plastic riflat ⌀ 65 ; 80 şi 110 mm cu diferite materiale filtrante geotextile şi fără filtru într-un sol aluvial.

Concluzii

1. Funcție de parametrii hidraulici determinați materialele testate se comportă bine reducînd considerabil valoarea coeficientului de intrare. Este necesar pentru fiecare amenajare să se efectueze un studiu de drenaj prin care să se determine pe cale analitică valoarea coeficientului de intrare [5] luîndu-se în calcul geometria reală a perforațiilor tuburilor de dren, caracteristicile filtrului și o schematizare cît mai reală a profilului de sol și pe cale experimentală modificarea în timp a coeficientului de filtrație a filtrului ca urmare a colmatării pentru tipul de sol din zona ce se va amenaja.

2. Pentru reducerea consumului de material filtrant și creșterea productivității muncii la realizarea rețelelor de drenaj se propune ca la săpătorul ae drenaj care sapă șanțul și pozează concomitent tuburile de drenaj, să i-se atașeze un buncăr realizat prin modificarea mașinii de împrăștiat îngrășăminte MA-3,5 avînd atașat o bandă transportoare, care va așeza în șanțul de drenaj materialul filtrant mecanizat prin deplasarea buncărului tras de un tractor dealungul șanțului de drenaj. Încărcarea buncărului se poate face la depozitul de materiale mecanizat.

3. Alegerea materialelor filtrante la proiectare trebuie făcută în funcție de criteriile următoare : hidraulic (vezi concluzia 1), al prețului de cost, al cantităților disponibile, al tehnologiilor de pozare, durabilitatea (colmatarea) în timp, corelate optim din punct de vedere tehnico-economic pentru realizarea unei investiții specifice cît mai mici.

TEHNICAL ECONOMIC ASPECTS OF MAKING FILTERS FOR AGRICULTURAL FIELD DRAINAGE.

ABSTRACT

The paper presents the results of the studies and researches performed in the Laboratory of irrigation and drainage belonging to the Polytechnic Institute „Tr. Vuia" Timișoara between 1976 – 1979 on same new filtrant materials for drainage (granulated blast-furnace slag, shells cotton stems, straw, choff, rice, terasin, drenatex, netesin etc.) in order to reveal the main tehnico-economic aspects.

The results of the experimental measurements led to their generalisation in the drainage technique in our country.

BIBLIOGRAFIE

1. * * * National Drainage Symposium-Conference Proceedings, ASAE, Chicago, Illinois, 6—7 dec. 1971.
2. * * * Third National Drainage Symposium-Conference Proceedings, ASAE, Publ. 1—77, Chicago, Illinois, 13—14 dec. 1976.
3. * * * Agri-book Magazine, Drainage Contractor, Canada, 1975—1979.
4. Buhociu L., Man T.E., Bărăscu F.: Rezultate preliminare privind folosirea materialelor textile sintetice ca filtre la drenaj, În : Tehnici și metode noi cu implicații în proiectarea, realizarea și exploatarea lucrărilor de îmb. funciare, Ed. CC al UTC și ASAS, București, 1979.
5. David I.: Asupra unei metode analitice pentru evaluarea pierderilor de sarcină la intrarea apei prin dren și filtru, Stadii și cercetări de mecanică aplicată, 1982.

6. Man T. E. : Studiul comportării filtrului din paie de orz la drenajul orizontal închis, Lucrări tehn.-ştiinţ., Constr. de drumuri şi hidrotehnică, Ses. de com. org. în cadrul festivalului „Cîntarea României" 13—15 mai 1977, nr. 26 pag. 169—177, I.P. „Tr. Vuia" Timişoara.
7. Man T. E. : Studii asupra pierderii de sarcină la intrarea apei în drenurile agricole, Tehnici şi metode noi cu implicaţii în proiectarea, realizarea şi exploatarea sistemelor şi amenajărilor de îmb. funciare, Ses. ştiinţ. 30—31 mai 1977, ICITID Băneasa-Giurgiu, Ed. de CC al UTC şi ASAS Bucureşti, nr. 3, pag. 30—50.
8. Schilfgaarde J. van : Drainage for agriculture, no 17, in the Agronomy, ASA, Wisconsin, USA, 1974.
9. Someren C. L. van : Drainage materials, Syntesis ILRI, Food and agr. org. of the United Nations, nr. 9, Rome, 1972.
10. Wehry A., Man T. E. : Studii şi cercetări privind filtrele drenajelor agricole, Rev. Hidrotehnica nr. 7/1979.
11. Wehry A., Man T. E., Buhociu L. : Rezultate preliminare privind extinderea gamei de materiale filtrante pentru drenaj, Analele ICITID Băneasa-Giurgiu, 1978.
12. Zuidema F. C., Scholten J., : Model test on drainage materials, Lake Ijssel Polders Development Autoritv, Sci. dept., Lelvstad, The Netherlands, 1974.
13. Wesselling J., Homma F. : Entrance resistance of plastic drain tubes, Tech. Bul. 51/1977, ILWMR (ICW) Wageningen, The Netherlands.
14. Widmoser P. : Unele concluzii la teoria afluxului către tuburile de drenaj, Traducerea din Wasser und Boden nr. 2, 1972.
15. Widmoser P. : Der Einsluss von zonen eänderter Durchlässigkeit im Bereich von Drain-und. Brunnenfilterrohren, In" Schweizerische Bauzei Fung, nr. 9/1968. Elveţia

BULETINUL ȘTIINȚIFIC ȘI TEHNIC
AL
INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA"
TIMIȘOARA

CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2

IULIE–DECEMBRIE
1981

COLEGIUL DE REDACȚIE

— Acad. prof. dr. doc. ing. IOAN ANTON
— Conf. dr. ing. GHEORGHE CREȚU
— Prof. em. dr. doc. ing. GHEORGHE SILAS — redactor șef
— Prof. em. ing. CONSTANTIN AVRAM, m.c. al Acad. R.S.R.
— Prof. dr. ing. DUMITRU BECHERESCU
— Prof. dr. ing. VASILE COCHECI
— Prof. dr. BORISLAV CRSTICI
— Prof. dr. ing. COLETA DE SABATA
— Prof. dr. ing. TOMA DORDEA
— Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ
— Prof. dr. ing. FRANCISC KOVACS
— Acad. prof. dr. ing. DAN MATEESCU
— Prof. dr. ing. TIBERIU MUREȘAN
— Conf. dr. ing. IOAN NIȚĂ
— Prof. em. dr. ing. GHEORGHE SAVII
— Prof. dr. doc. ing. CONSTANTIN ȘORA
— Prof. dr. ing. LIVIU BRÎNDEU — secretar de colegiu

COMITETUL DE REDACȚIE

IV. Construcții

— Conf. dr. ing. TRAIAN NICOARĂ
— Prof. dr. ing. DUMITRU GUȚESCU
— Acad. prof. ing. DAN MATEESCU — redactor responsabil
— Prof. dr. ing. AFION MIHĂESCU — redactor responsabil adj.
— Prof. dr. ing. MIHAI BÂLĂ
— Conf. arh. HARALAMBIE COCHECI
— Prof. em. ing. VICTOR GHEORGHIU
— Prof. dr. ing. MARIN PĂUNESCU
— Prof. dr. doc. ing. IOAN FILIMON
— Prof. dr. ing. IOAN MUNTEANU — secretar de redacție

BULETINUL ŞTIINŢIFIC ŞI TEHNIC AL
INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA" TIMIŞOARA

Construcţii

Tom 26 (40) Fasc. 2. iulie–decembrie 1981

SUMAR

MECANICA CONSTRUCŢIILOR

M. Bilă, Gh. Popa, M. Ion, Gh. Lazăr, E. Fülöp — Determinarea eforturilor şi deformaţiilor în barajele din materiale locale prin metode moderne 5

Gh. Momanu, I. Ioniţă, A. Crăciunaş — Calculul cupolei sferice rezemate pe mediu elastic 17

R. Friedrich, E. Săbăreanu, V. Bota, A. Furtunescu — Aplicarea metodei fişiilor şi a metodei elementelor finite la rezolvarea problemei plane a teoriei elasticităţii 25

CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE

R. Friedrich — Diagrame de interacţiune m—n pentru secţiuni dreptunghiulare 31

Gh. Mercea — Studii privind eficienţa profilelor ajurate cu goluri circulare faţă de profilele ajurate cu goluri hexagonale şi cu profile laminate dublu T 41

M. Păunescu, M. Marin — Consolidarea terenurilor slabe cu ploturi ştanţate prin vibropresare 49

CONSTRUCŢII HIDROTEHNICE, ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

M.P.C. Păcurariu — Ecuaţia energiei de interacţiune dintre doi dispersoizi în cîmp hidrosonic staţionar şi mediul de dispersie lichid 55

M. Bilă, Gh. Popa, M. Ion, Gh. Lazăr — Aspecte privind determinarea stării de eforturi unitare în barajele de greutate din beton, de mare înălţime 59

E. Dan, A. Bicov, V. Doandeş, D. Gheorghiu, E. Preluschek, M. Orlescu — Staţionarea convoaielor în porturile de aşteptare a unei ecluze. 67

E. Dan, A. Bicov, V. Doandeş, D. Gheorghiu, E. Preluschek. — Prevenirea salinizării canalului Dunăre — Marea Neagră prin funcţionarea în dublu circuit hidraulic al ecluzelor 73

A. Bicov, V. Doandeş. — Asupra pantei de amenajare a ravenelor torenţiale 77

E. Dan., Al. Bicov, V. Doandeş, D. Gheorghiu — Studii privind navigaţia convoaielor prin ecluza Cernavodă cu porţile deschise 81

BULETIN SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE
DE L'INSTITUT POLITEHNIQUE „TRAIAN VUIA" TIMIŞOARA

Constructions

Tom 26 (40) Fasc. 2 Juillet — December 1981

SOMMAIRE

MECANIQUE DES STRUCTURES

M. Bilă, Gh. Popa, M. Ion, Gh. Lazăr, E. Fülöp — La détérmination des efforts dans les barrages des materiaux locales par les methodes modernes 5

Gh. Momanu, I. Ioniţă, A. Crăciunaş — Calcul de la coupole spherique renversee reposant sur des milieux elastiques 17

R. Friedrich, E. Săbăreanu, V. Bota, A. Furtunescu — Finite Streifen und finite Elemente für des ebene Spannungsproblem 25

CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

R. Friedrich — Interaktionsdiagramme m—n für Rechteckquerschnitte .. 31

Gh. Mercea — Studien betreffend der Effizienz der Wabenträgern mit hexagonalen Höhlungen und den Warmgewalzten Doppel—T—Profilen 41

M. Păunescu, M. Marin — Consolidation of weak grounde with columns punched by vibropressing 49

CONSTRUCTIONS HYDROTECHNIQUES ET AMELIORATIONS

M.P.C. Păcurariu — Die gleichnung der Wechselwirkung der Energie von zwei Dispersoiden in stationären Hydro — Schallfeld und Flüssigem dispersions — Medium 55

M. Bilă, Gh. Popa, M. Ion, Gh. Lazăr — Des aspects coucernant la determination de l'etal des efforts unitaires dans les barrages proids en beton, de grande hauteur 59

E. Dan, A. Bicov, V. Doandeş, D. Gheorghiu, E. Preluschek, M. Orlescu — The escorting vessels stationary in the pools of a lock 67

E. Dan, A. Bicov, V. Doandeş, D. Gheorghiu, E. Preluschek — The salinity prevention of the Danube — Black sea canal using a double hydraulic circuit for a lock 73

A. Bicov, V. Doandeş, —Asupra pantei de amenajare a ravenelor torenţiale — Nad sklonom oborudovaniia burnih gorlovin 77

E. Dan, Al. Bicov, V. Doandeş, D. Gheorghiu — Issledovania nad navigatiei karavanov sudov cerez vodaspusknii sluiz s otkritmii vorotanii .. 81

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

DETERMINAREA EFORTURILOR ŞI DEFORMAŢIILOR ÎN BARAJELE DIN MATERIALE LOCALE PRIN METODE MODERNE

DE

M. BĂLĂ, GH. POPA, M. ION, GH. LAZĂR, E. FÜLÖP

Generalităţi

Determinarea eforturilor şi deformaţiilor în sistemele bidimensionale întîmpină dificultăţi de calcul la barajele din materiale locale din cauza neomogenităţii structurii propriu-zise precum şi a stratificării fundaţiei. Încercările de rezolvare a problemei prin dezvoltări în serie în cadrul unor medii continue sînt limitate la cîteva scheme simple care sînt, în general, departe de realitate.

Metoda elementului finit, prin natura ei, poate rezolva problema pe cazul general în cazul cînd se dispune de calculator.

1. Algoritm de calcul

1.1. *Elemente finite triunghiulare – mod de alegere şi notare.* S-a considerat forma triunghiulară cea mai convenabilă pentru discretizarea unui baraj din materiale locale omogen, situat pe un contur de fundare variabil. Modul de discretizare a barajului şi a fundaţiei de rezemare precum şi indicii utilizaţi pentru element şi nodurile sale sînt date în fig. 1. Schema de numerotare a

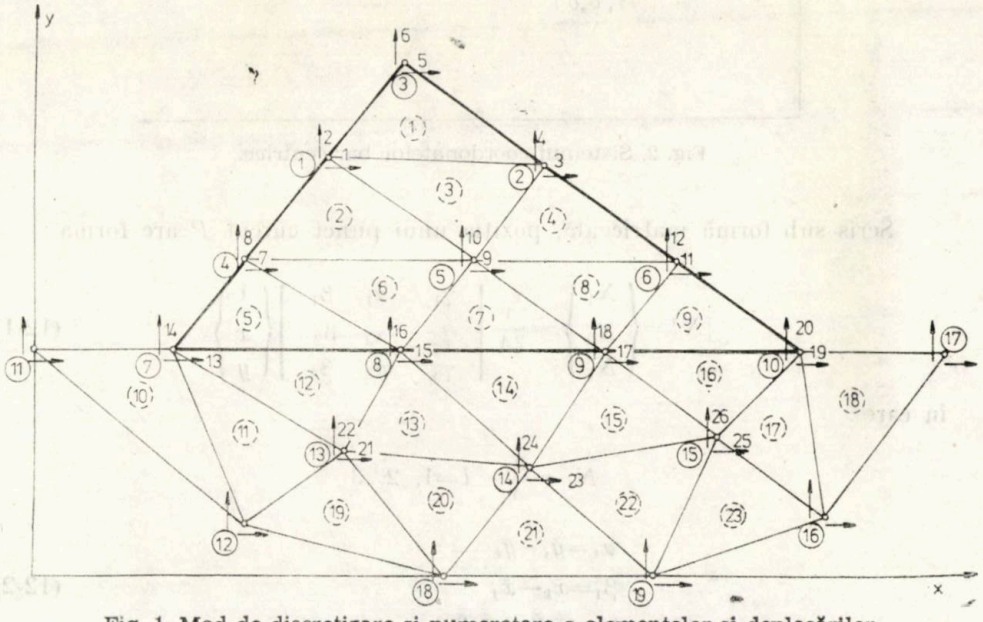


Fig. 1. Mod de discretizare şi numerotare a elementelor şi deplasărilor.

nodurilor unui element finit triunghiular și a deformațiilor după cele două axe, se repetă identic pentru fiecare element.

Nodurile marginale a terenului de fundație discretizat se consideră că sînt încastrate, deci deplasările după cele două direcții sînt nule, deformațiile respective nu sînt în sistemul necunoscutelor.

1.2. *Sistem de coordonate baricentric—matricea deformațiilor.* Pentru simplificarea relațiilor de calcul s-a ales un sistem local de coordonate — sistemul coordonatelor baricentrice. Poziția unui punct curent interior triunghiular, va fi determinat de cele 3 arii interioare (fig. 2), sub formă adimensională.

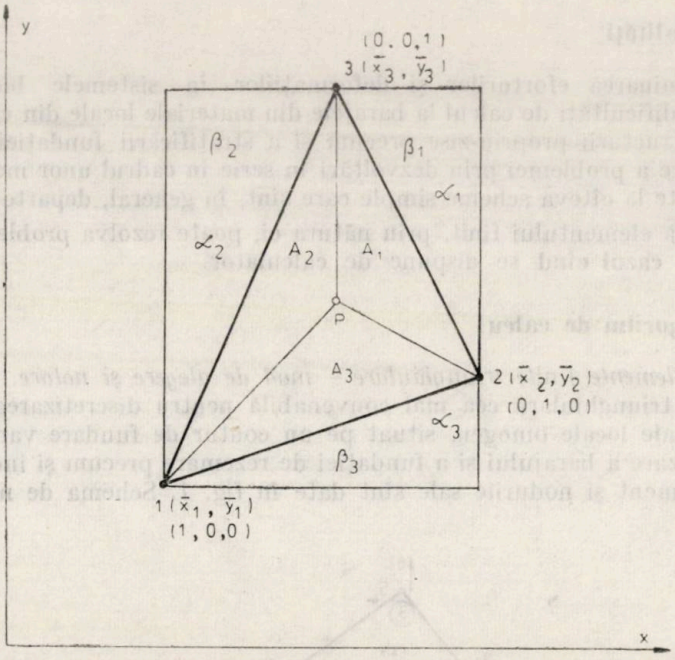


Fig. 2. Sistemul coordonatelor baricentrice.

Scris sub formă matriceală, poziția unui punct curent P are forma :

$$\{N\} = \begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \end{Bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} \gamma_1 & \alpha_1 & \beta_1 \\ \gamma_2 & \alpha_2 & \beta_2 \\ \gamma_3 & \alpha_3 & \beta_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ x \\ y \end{Bmatrix} \tag{12-1}$$

în care :

$$N_i = \frac{A_i}{A} \quad i = 1,\ 2,\ 3$$

$$\begin{aligned} \alpha_i &= \bar{y}_i - \bar{y}_k \\ \beta_i &= \bar{x}_k - \bar{x}_j \\ \gamma_i &= \bar{x}_j \bar{y}_k - \bar{x}_k \bar{y}_j \end{aligned} \tag{12-2}$$

Pentru elemente triunghiulare cu variație liniară a deplasărilor, matricea deformațiilor în interiorul unui element poate fi pusă sub formă matriceală :

$$[\varepsilon] = [B]\,[\delta] \tag{12-3}$$

unde :

$$[\varepsilon] = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \tag{12-4}$$

$$[B] = \frac{1}{2A}\begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & \alpha_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_1 & \beta_2 & \beta_3 \\ \beta_1 & \beta_2 & \beta_3 & \alpha_1 & \alpha_2 & \alpha_3 \end{bmatrix} \tag{12-5}$$

$$[\delta] = \{u_1 \quad u_2 \quad u_3 \quad v_1 \quad v_2 \quad v_3\}^T \tag{12-6}$$

1.3. *Matricea de elasticitate în cazul stării de deformație plană.* Starea de deformație plană este caracteristică problemelor de semiplan elastic și problemelor de interacțiune dintre construcție și terenul de fundare. Matricea de elasticitate pentru cazul stării de deformație plană are forma :

$$[D] = \frac{E_2}{\gamma\psi_1}\begin{bmatrix} \frac{1}{n}\psi_2 & \psi_3 & 0 \\ \psi_3 & \psi_4 & 0 \\ 0 & 0 & \psi_1 \end{bmatrix} \tag{13-1}$$

unde :

$$n = \frac{E_2}{E_1} = \frac{\nu_2}{\nu_1}$$

$$\gamma = \frac{E_2}{G_2} = 2(1+\nu_2)\,; \quad \psi_1 = \frac{1}{\gamma}(1+\nu_1)(1-\nu_1-2\nu_1\nu_2) \tag{13-2}$$

$$\psi_2 = 1-\nu_1\nu_2\,; \quad \psi_3 = 1+\nu_1\,; \quad \psi_4 = 1-\nu_1^2$$

Relația (13-1) este dată pentru ipoteza ortotropiei materialului.

1.4. *Matricea de rigiditate elementară* $[k']_e$. Într-un domeniu elementar $\mathcal{D}_e$, folosind notațiile uzuale pentru matricea de rigiditate a unui element scrisă sub formă generală, are forma :

$$[k']_e = \int_{\mathcal{D}_e} [B]^T\,[D]\,[B]\,d\mathcal{D}_e \tag{14-1}$$

În cazul utilizării elementelor triunghiulare cu variație liniară, se observă valorile constante ale matricelor de sub semnul integralei pentru fiecare element în parte (12-5) și (13-1). Matricea de rigiditate pentru această situație particulară are forma :

$$[k']_e = [B]^T\,[S]\iiint_V dV = A\cdot h\cdot [B]^T\,[S] \tag{14-2}$$

în care : A reprezintă aria elementului ;
h — grosimea elementului ;

$$[S] = [D]\,[B] = \frac{E_2}{2A\psi_1}\begin{bmatrix} \frac{\alpha_1}{n}\psi_2 & \frac{\alpha_2}{n}\psi_2 & \frac{\alpha_3}{n}\psi_2 & \nu_1\beta_1\psi_3 & \nu_1\beta_2\psi_3 & \nu_1\beta_3\psi_3 \\ \nu_1\alpha_1\psi_3 & \nu_1\alpha_2\psi_3 & \nu_1\alpha_3\psi_3 & \beta_1\psi_4 & \beta_2\psi_4 & \beta_3\psi_4 \\ \beta_1\psi_1 & \beta_2\psi_1 & \beta_3\psi_1 & \alpha_1\psi_1 & \alpha_2\psi_1 & \alpha_3\psi_1 \end{bmatrix} \tag{14-3}$$

1.5. *Vectorul încărcării și matricea de rotație.* Vectorul încărcării reprezintă o matrice coloană care conține sistemul forțelor concentrate ce acționează în nodurile rețelei, determinate în funcție de natura forțelor ce acționează asupra elementului finit. Forma generală a vectorului încărcării este dat în relația (15-1) pentru element :

$$\{F\}^T = \int_{\mathcal{D}_e} [N]^T \{f\}\, d\mathcal{D}_e + \int_{\mathcal{D}_e} [N]^T \{p\}\, d\mathcal{D}_e \tag{15-1}$$

unde : $[N]^T$ reprezintă matricea transpusă a funcțiilor de interpolare ;

$\{f\}$ – matricea coloană a forțelor masice ce acționează în nodurile elementului ;

$\{p\}$ – matricea coloană a forțelor de suprafață concentrate în nodurile rețelei.

Toate relațiile anterioare au fost obținute în sistemul local de coordonare. Într-un sistem global de coordonate, matricea de rigiditate elementară are forma (15-2) dacă utilizăm matricea de rotație $[R]$.

$$[k]_e = [R]^T [k']_e [R] \tag{15-2}$$

în care :

$$[R] = \begin{bmatrix} [R_0] & \dots & 0 \\ 0\,[R_0] & \dots & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & \dots\dots & [R_0] \end{bmatrix} \tag{15-3}$$

și $[R_0]$ în plan se scrie sub forma :

$$[R_0] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \tag{15-4}$$

Elementele matricei de rotație $[R_0]$ sînt cosinușii directori ai axelor locale $Ox'y'z'$ în sistemul coordonatelor globale $Oxyz$.

1.6. *Matricea de localizare și matricea de rigiditate a structurii.* Diferența ce există între numerotarea de identificare a nodurilor unui element și numerele pe care le poartă respectivele noduri în ansamblul structurii se poate elimina prin utilizarea unei matrice booleană dreptunghiulară, numită matrice de localizare. Astfel pentru a exprima vectorii deplasărilor generalizate ale nodurilor unui element, se poate scrie :

$$[\delta]_e = [L]_e \{r\} \tag{16-1}$$

unde : $[L]_e$ este o matrice booleană ce conține pe fiecare rînd un singur termen egal cu unitatea, pe coloana corespunzătoare deplasării structurale, ceilalți sînt nuli ;

$\{r\}$ – vectorul coloană al tuturor deplasărilor generalizate în nodurile rețelei.

Ecuația fundamentală a metodei elementelor finite, plecînd de la expresia energiei potențiale totale a corpului poate fi scrisă matriceal sub forma :

$$\left(\sum_e [L]_e^T [k]_e [L]_e\right) \{r\} = \{Q\} \tag{16-2}$$

unde : $\{Q\}$ reprezintă vectorul coloană al forțelor generalizate exterioare și masice, aplicate în noduri după direcțiile deplasărilor $\{r\}$;

și :

(16-3)

se poate scrie ecuația fundamentală a metodei elementelor finite sub forma·

$$[k]\{r\} = \{Q\} \tag{16-4}$$

în care $[K]$ reprezintă matricea de rigiditate a structurii.

Prin rezolvarea sistemului dat de relația (16-4) se determină necunoscutele ce sînt tocmai deplasările generalizate în nodurile elementelor discretizate ale structurii.

2. Program de calcul

Relațiile stabilite sînt puse sub o formă matriceală adecvată pentru a se putea programa la o mașină electronică de calcul. Programul de calcul cuprinde un program principal și 6 subroutine compilate separat și apelate de programul principal. Rezultatele intermediare se scriu pe fișiere folosind discul magnetic, modul de organizare a programului este secvențial.

Concluzii

Calculul stării de eforturi și deformații la un baraj din materiale locale în starea plană de deformații poate fi transpusă în metoda elementului finit după ce metodica de calcul a fost adecvată lucrului cu calculatorul.

Programul întocmit este suficient de elastic, astfel că se pot rezolva situații concrete cu grad mare de generalitate.

BIBLIOGRAFIE

1. A. Beleș, C. Mihăilescu, S. Mihăilescu — Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile. EA 1977
2. I. Dancea — Programarea calculatoarelor numerice. Cluj 1973

LA DETERMINATION DES EFFORTS ET DES DEFORMATIONS DANS LES BARRAGES DES MATERIAUX LOCALES PAR DES METHODES MODERNES

RÉSUMÉ

L'ouvrage présent une méthode de détermination de l'état des éfforts et des déformations des barrages des matériaux locales. Les rélations de calcul sont présentées matricéales ainsi que l'algorithme de calcul est transposé dans un programme pour le calculateur.

Le schéma logique d'après lequel est transposé le programme est suffisamment elastique pour recevoir des dates d'entrée q'on rencontre dans la pratique courante de calcul des barrages des matériaux locales.

```
* DEFINE FILE *1=5,*2=8
* DEFINE FILE A0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=1
* DEFINE FILE B0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=2
* DEFINE FILE C0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=3
* DEFINE FILE D0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=4
* DEFINE FILE E0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=6
* DEFINE FILE F0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=7
* DEFINE FILE G0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=9
* DEFINE FILE H0(DVT:RD_RCF:V,BFS:256,BFN:1)=10
      COMMON /DT1/AID(150,6)
      COMMON /DT2/ID(150,6),X(50,3),Y(50,3),G(50,3)
      COMMON /DT3/A(50,3),B(50,3)
      COMMON /DT4/ARIA(50),ZK(50,6,6)
      COMMON /DT5/R(3,6),BB(3,6)
      COMMON /DT6/KBB(6,50)
      COMMON /DT7/MAC(50,3),KB(50,50)
      COMMON /DT8/FKR(50,50)
      COMMON /DT9/FNF(50)
      COMMON /DT10/PNI(50,6),PN(50,6)
      COMMON /DT11/T(50,50)
      COMMON /DT12/S1(50),S2(50)
      COMMON /DT13/SS(50),DEL(50),U(50)
      READ(5,101)E1E,E2E,V11,V12,V21,V22,E11,E12,E21,E22,HL,KOND1,NN,
     *MM,LIMB
  101 FORMAT(5F15.5/5F15.5/F15.5,4I5/)
C     CITESTE ELEMENTELE MATRICEI VECT DE BLOCAJ -FORMEAZA MATR.LEG.REALE
      NM=3*MM
      CALL MATVB(MM,NN,NM,MAX)
      MMM=MAX
      MAX=MMM
      CALL CMRID(MM,E1E,E2E,V11,V12,V21,V22,E11,E12,E21,E22,HL,KOND1,
     *LIMB)
C     CITESTE MATRICEA CONEXIUNILOR SI DETERMINA MATRICEA INDICILOR
      WRITE(8,102)MM,NN,E1E,E2E,V11,V12,V21,V22,E11,E12,E21,E22,HL,LIMB,
     *KOND1
  102 FORMAT(10X,'METODA ELEMENTULUI FINIT-ELEMENTE TRIUNGHIULARE',
     *10X,47(1H=)//10X,'ELEMENTE INITIALE'//10X,'MM=',I5,2X,'NN=',I5,2X,
     *'E1E=',F10.5,2X,'E2E=',F10.5,2X,'V11=',F10.5,2X,'V12=',
     *F10.5/10X,'V21=',F10.5,2X,'V22=',F10.5,2X,'E11=',F15.5,2X,'E12=',
     *F15.5,2X,'E21=',F15.5/10X,'E22=',F15.5,2X,'HL=',F10.5,2X,'LIMB=',
     *I5,2X,'KOND1=',I5//)
      CALL MCMIN(MM,NN,JJJ)
      KKJ=JJJ
C     STABILESTE TERMENII MATRICEI GENERALE DE RIGIDITATE
      CALL STMGR(MM,KKJ,MAX)
C     CALCULEAZA ELEMENTELEMATRICEI (T) -METODA CHOLESKY
      CALL RSMCH(MAX)
.00                                                  CB3004LG   17/11/79  06.18.02
C     CALCULEAZA COMPLEMENTELE VECT.DELTA-DETERMINA DEPLASARILE NODURILOR
      CALL COVECD(MAX)
      REWIND 7
      DO 208 I=1,MAX
      READ(7)U(I)
  208 CONTINUE
      DO 209 J=1,MAX
      WRITE(8,3028)J,U(J)
 3028 FORMAT(10X,'U(',I3,')=',F12.5)
  209 CONTINUE
      STOP
      END
```

```
* SEGMENT FMBLK+DT1+DT2+DT3+DT4+DT5+DT6+DT7+DT8+DT9+DT10+DT11+DT12+DT13
      SUBROUTINE MATVM(MM,NN,NN,MAX)
      COMMON /DT1/AID(150,6)
      COMMON /DT2/ID(150,6),X(50,3),Y(50,3),G(50,3)
      COMMON /DT3/A(50,3),B(50,3)
      KK=1
   20 READ(5,1)K,JJ,J,(ID(K,I),I=1,6),X(JJ,J),Y(JJ,J)
    1 FORMAT(I3,I2,6I5,2F12.5)
      DO 10 I=1,6
      IF(K.GT.NN)GO TO 10
      IF(ID(K,I).EQ.1)GO TO 8
      AID(K,I)=KK
      KK=KK+1
      GO TO 10
    8 AID(K,I)=0
   10 CONTINUE
      IF(J.LT.MM)GO TO 20
      MAX=KK
C  CALCULEAZA PARAMETRII A,B,C PENTRU FIECARE ELEMENT
      DO 30 I=1,MM
      DO 30 J=1,3
      IF(J.EQ.1)GO TO 5
      IF(J.EQ.2)GO TO 6
      JJ=J-2
      KK=J-1
      GO TO 7
    5 JJ=J+1
      KK=J+2
      GO TO 7
    6 JJ=J+1
      KK=J-1
    7 A(I,J)=Y(I,JJ)-Y(I,KK)
      B(I,J)=X(I,KK)-X(I,JJ)
      G(I,J)=X(I,JJ)*Y(I,KK)-X(I,KK)*Y(I,JJ)
   30 CONTINUE
      REWIND 1
      WRITE(1)((AID(I,J),I=1,6),J=1,NN)
      ENDFILE 1
      REWIND 9
      WRITE(9)((A(I,J),I=1,MM),J=1,3),((B(I,J),I=1,MM),J=1,3),
     * ((G(I,J),I=1,MM),J=1,3)
      ENDFILE 9
      RETURN
      END
```

```
* SEGMENT FMBLK+DT1+DT2+DT3+DT4+DT5+DT6+DT7+DT8+DT9+DT10+DT11+DT12+DT13
      SUBROUTINE CMRID(MM,E1E,E2E,V11,V12,V21,V22,E11,E12,E21,E22,HL,
     *KOND1,LIMB)
      COMMON /DT3/A(50,3),B(50,3)
      COMMON /DT4/ARIA(50),ZK(50,6,6)
      COMMON /DT5/R(3,6),BB(3,6)
C  CALCULEAZA ELEMENTELE MATRICEI (S) SI (B) PENTRU FIECARE ELEMENT
      REWIND 9
      DO 400 IB=1,3
      DO 400 IA=1,MM
      READ(9)A(IA,IB)
  400 CONTINUE
      DO 402 IC=1,3
      DO 402 ID=1,MM
      READ(9)B(ID,IC)
  402 CONTINUE
      DO 40 KL=1,MM
C  CALCULEAZA ARIA ELEMENTULUI
      OMEG=0.
      DO 301 J=1,3
      IF(J.EQ.1)GO TO 150
      IF(J.EQ.2)GO TO 160
      JJ=J-2
      GO TO 7
  150 JJ=J+1
      GO TO 7
  160 JJ=J+1
    7 OMEG=OMEG+(A(KL,J)*B(KL,JJ)-A(KL,JJ)*B(KL,J))/2.
      ARIA(KL)=OMEG
  301 CONTINUE
      IF(KL.GE.LIMB)GO TO 4038
      EE=E1E
      V1=V11
      V2=V12
      E1=E11
      E2=E12
      GO TO 4039
 4038 EE=E2E
      V1=V21
      V2=V22
      E1=E21
      E2=E22
 4039 GM=2+(1.+V2)
      IF(KOND1.EQ.1)GO TO 1301
      DS1=1/GM*(1.+V1)*(1.-V1-2*V1*V2)
      DS2=1-V1*V2
      DS3=1.+V1
```

```
      PS4=1-V1**2
      PARAM=E2*UL/(4*OMEG*(1.+V1)*(1.-V1-2*V1*V2))
      GO TO 1303
 1301 PARAM=E2/(2*OMEG*(1.-V1*V2))
 3001 PS1=1./OM*(1.-V1*V2)
      PS2=1.
      PS3=PS2
      PS4=PS3
 1303 KOD=KL
      KK=1
      DO 60 K4=1,6
      IF(K4.GT.3)GO TO 5
      B(1,K4)=A(KL,KK)/EE*PS2
      BB(1,K4)=A(KL,KK)
      B(2,K4)=V1*A(KL,KK)*PS5
      BB(2,K4)=0.
      B(3,K4)=B(KL,KK)*PS1
      BB(3,K4)=B(KL,KK)
      GO TO 601
    5 KK=1
      B(1,K4)=V1*B(KL,KK)*PS5
      BB(1,K4)=0.
      B(2,K4)=A(KL,KK)*PS4
      BB(2,K4)=B(KL,KK)
      B(3,K4)=A(KL,KK)*PS1
      BB(3,K4)=A(KL,KK)
  601 KK=KK+1
   60 CONTINUE
C   CALCULEAZA ELEMENTELE MATRICEI DE RIGIDITATE A FIECARUI ELEMENT
      DO 40 I=1,6
      DO 40 J=1,6
      IF(I.EQ.1)GO TO 15
      PARAM=1
   15 BBB=BB(1,I)*B(1,J)+BB(2,I)*B(2,J)+BB(3,I)*B(3,J)
       ZK(KOD,I,J)= PARAM* BBB
   40 CONTINUE
      REWIND 2
      WRITE(2)(((ZK(KOD,I,J),KOD=1,MM),I=1,6),J=1,6),(ARIA(I),I=1,MM)
      ENDFILE 2
      RETURN
      END

* SEGMENT SMCLK+DT1+DT2+DT3+DT4+DT5+DT6+DT7+DT8+DT9+DT10+DT11+DT12+DT13
      SUBROUTINE MONT(MM,NN,JJJ)
      COMMON /DT3/AID(150,4)
      COMMON /DT6/KBB(6,50)
      COMMON /DT7/NAC(50,3),KB(50,50)
    2 FORMAT(4I5)
    9 READ(5,2)I,(NAC(I,J),J=1,3)
      IF(I.NE.MM)GO TO 9
      REWIND 1
      DO 201 J=1,NN
      DO 201 I=1,6
      READ(1)AID(J,I)
  201 CONTINUE
      DO 70 K=1,MM
      N=1
      NNN=N-1
      DO 70 L=1,3
      NO=NNN*6+1
      NR=NO+5
      LL=NAC(K,L)
      DO 45 JJ=NO,NR
      KB(K,JJ)=AID(LL,JJ)
   45 CONTINUE
      N=N+1
   70 CONTINUE
      DO 20 J=1,6
      DO 20 KK=1,MM
      IF(KB(K,KK).NE.J)GO TO 15
   20 CONTINUE
      GO TO 20
   15 KM=J
   16 IIJ=KM
      DO 100 I=1,MM
      KBB(IIJ,I)=KB(I,J)
  100 CONTINUE
   20 CONTINUE
      REWIND 7
      WRITE(7)((KBB(IJ,I),I=1,MM),IJ=1,JJJ)
      ENDFILE 7
      RETURN
      END
```

```
* SEGMENT EXBLK+DT1+DT2+DT3+DT4+DT5+DT6+DT7+DT8+DT9+DT10+DT11+DT12+DT13
      SUBROUTINE STMGR(MM,KKJ,MAX)
      COMMON /DT4/ARIA(50),ZK(50,6,6)
      COMMON /DT6/KBB(6,50)
      COMMON /DT8/FKR(50,50)
      COMMON /DT9/FNF(50)
      COMMON /DT10/PN1(50,6),PN(50,6)
      REWIND 2
      DO 155 J=1,6
      DO 155 I=1,6
      DO 155 KJ=1,MM
       READ(2)ZK(KJ,I,J)
  155 CONTINUE
      DO 1560 KJ=1,MM
      READ(2)ARIA(KJ)
 1560 CONTINUE
      REWIND 3
       DO 156 I=1,KKJ
       DO 156 J=1,MM
      READ(3)KBB(I,J)
  156 CONTINUE
      KON=1
      DO 10 I=1,MAX
      DO 20 J=1,MAX
       FK=0.
      IJ=1
   25 IF(I.NE.J)GO TO 15
      DO 30 II=1,KKJ
      IF(KBB(II,IJ).NE.KON)GO TO 30
       FK=FK + ZK(IJ,II,II)
   30 CONTINUE
      IF(IJ.GT.MM)GO TO 21
      IJ=IJ+1
      GO TO 25
   15 RIN=0.
      DO 40 II=1,KKJ
      IF(I.GT.J)GO TO 22
      IF(KBB(II,IJ).NE.I)GO TO 29
      IK=II
   29 IF(KBB(II,IJ).NE.J)GO TO 40
      JK=II
       FK=FK + ZK(IJ,II,II)
      IF(IJ.GT.MM)GO TO 21
      IJ=IJ+1
      GO TO 25
   22 FKR(I,J)=FKR(J,I)
      GO TO 20

   21 FKR(I,J)=FK
   40 CONTINUE
   20 CONTINUE
      KON=KON+1
   10 CONTINUE
C  CITESTE ELEMENTELE COMPONENTE SI CALC.ELEM.GENERALE ALE VECT.INCARC.
  201 READ(5,12)JI,(PN1(JI,I),I=1,6)
   12 FORMAT(I5,6F12.5)
      IF(JI.NE.MM)GO TO 201
      DO 401 I=1,MM
      DO 402 J=1,5,2
      PN(I,J)=PN1(I,J)
  402 CONTINUE
      DO 403 J=2,6,2
      PN(I,J)=PN1(I,J)-1/3.*ARIA(I)
  403 CONTINUE

  401 [illegible]
      [illegible]
      [illegible]
      [illegible] J=1,MAX
      [illegible] JJ=1,MA[illegible]
      [illegible] II=1,KK[illegible]
      [illegible] I,JJ) [illegible] 30
      [illegible] (JJ,I[illegible]
  [illegible]
  [illegible]
      [illegible] FN
      [illegible]
  [illegible]
      [illegible]
      [illegible] ((FKR[illegible] J=1, [illegible]
      [illegible]
      [illegible]
      [illegible] (FNF[illegible]
      [illegible] 10
      [illegible]
```

```
* SEGMENT FMBLK+DT1+DT2+DT3+DT4+DT5+DT6+DT7+DT8+DT9+DT10+DT11+DT12+DT13
      SUBROUTINE RSMCH(MAX)
      COMMON /DT3/FKR(50,50)
      COMMON /DT11/T(50,50)
      COMMON /DT12/S1(50),S2(50)
      REWIND 4
      DO 157 J=1,MAX
      DO 157 I=1,MAX
      READ(4)FKR(I,J)
  157 CONTINUE
      J=1
      DO 10 M=1,MAX
      IF(M.GT.1)GO TO 18
      T(1,1)=SQRT(FKR(1,1))
      GO TO 11
   18 S1(1)=0.
      S2(1)=0.
      DO 20 I=1,M
      IF(I.NE.1)GO TO 5
      T(1,J)=FKR(1,J)/T(1,1)
      GO TO 20
    5 IF(I.EQ.J)GO TO 23
      L2=I-1
      IF(L2.EQ.1)GO TO 27
      DO 50 K=1,L2
      S2(K)=S2(K)+T(K,I)*T(K,J)
   50 CONTINUE
      T(I,J)=(FKR(I,J)-S2(I-1))/T(I,I)
      GO TO 20
   27 T(I,J)=FKR(I,J)-T(1,I)*T(1,J)
      GO TO 20
   23 L3=M-1
      IF(L3.EQ.1)GO TO 24
      DO 40 L=1,L3
      S1(L)=S1(L)+T(L,I)**2
   40 CONTINUE
      T(I,I)=SQRT(FKR(I,I)-S1(I-1))
      GO TO 20
   24 T(I,I)=FKR(I,I)-T(1,I)**2
   20 CONTINUE
   11 J=J+1
   10 CONTINUE
      REWIND 6
      WRITE(6)((T(I,J),I=1,MAX),J=1,MAX)
      ENDFILE 6
      RETURN
      END

* SEGMENT FMBLK+DT1+DT2+DT3+DT4+DT5+DT6+DT7+DT8+DT9+DT10+DT11+DT12+DT13
      SUBROUTINE COVECD(MAX)
      COMMON /DT9/FNF(50)
      COMMON /DT11/T(50,50)
      COMMON /DT13/SS(50),DEL(50),U(50)
      REWIND 10
      DO 235 I=1,MAX
      READ(10)FNF(I)
  235 CONTINUE
      REWIND 6
      DO 27A J=1,MAX
      DO 23A I=1,MAX
      READ(6)T(I,J)
  236 CONTINUE
      DO 150 I=2,MAX
      DEL(1)=FNF(1)/T(1,1)
      SS(1)=0.
      IF(I.EQ.2)GO TO 151
      SS(I-1)=T(1,I)*DEL(I-1)
      GO TO 154
  151 I1=I-1
      DO 102 IL=1,I1
      SS(IL)=SS(IL)+T(IL,I)*DEL(IL)
  102 CONTINUE
  154 DEL(I)=(FNF(I)-SS(I-1))/T(I,I)
  150 CONTINUE
C   CALCULEAZA DEPLASARILE ELEMENTELOR PRIN SUBSTITUTIE INVERSA
      K4=MAX
      DO 205 KL=1,K4
      IF(KL.NE.1)GO TO 177
      U(K4)=DEL(K4)/T(K4,K4)
      GO TO 205
  177 MI=K4-KL+1
      SSS=0
      DO 206 KI=MI,K4
      SSS=SSS+T(MI,K4-MI)*U(K4-MI)
  206 CONTINUE
      U(MI)=(DEL(MI)-SSS)/T(MI,MI)
  205 CONTINUE
      REWIND 7
      WRITE(7) (U(I),I=1,MAX)
      ENDFILE 7
      RETURN
      END
```

```
INIT DV:RD1,VS:111111
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:12,FN:'KAR1'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:10,FN:'KAR2'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:5,FN:'KAR3'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:21,FN:'KAR4'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:21,FN:'KAR6'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:1,FN:'KAR7'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:4,FN:'KAR9'
ALLOC DV:RD1,AM:ANY,SZ:1,FN:'KAR10'
ASSIGN A,DV:RD1
ASSIGN B,DV:RD1
ASSIGN C,DV:RD1
ASSIGN D,DV:RD1
ASSIGN E,DV:RD1
ASSIGN F,DV:RD1
ASSIGN G,DV:RD1
ASSIGN H,DV:RD1
LABEL A,FN:'KAR1'
LABEL B,FN:'KAR2'
LABEL C,FN:'KAR3'
LABEL D,FN:'KAR4'
LABEL E,FN:'KAR6'
LABEL F,FN:'KAR7'
LABEL G,FN:'KAR9'
LABEL H,FN:'KAR10'
RUN ML:3500,TIME:010
```

Buletinul științific și tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timișoara

SERIA CONSTRUCȚII

Tom 26 (40) **Fascicola 2-1981**

CALCUL DE LA COUPOLE SPHERIQUE RENVERSÉE REPOSANT SUR DES MILIEUX ELASTIQUES

PAR

GHEORGHE MOMANU, NICOLAE IONIȚĂ, AURORA CRĂCIUNAȘ

1. Introduction

Pour les coques sphériques surbaissées, fermées au sommet, chargées axisymétriquement, compte tenu de la symétrie des fonctions w et Φ par rapport à l'origine, on aboutit en [2], à l'aide des différences finies, au suivant système d'équations algébriques :

$$\frac{16}{3}(3w_0-4w_1+w_2)+(\Phi_0-\Phi_1)\frac{4l^2}{RK}=\frac{Zol^4}{K}$$

.....

$$(1-\lambda_i)w_{i-2}-\left[2(2-\lambda_i)+\frac{\lambda i^2}{2}(2+\lambda_i)\right]w_{i-1}+2(3+\lambda i^2)w_i-\left[2(2+\lambda_i)+\right.$$

$$\left.+\frac{\lambda i^2}{2}(2-\lambda_i)\right]w_{i+1}+(1+\lambda_i)w_{i+2}-\left[\left(1-\frac{\lambda_i}{2}\right)\Phi_{i-1}-2\Phi_i+\right.$$

$$\left.+(1+\lambda_i)\Phi_{i+1}\right]\frac{l^2}{RK}=\frac{Zil^4}{K} \qquad (1a)$$

.....

$$(1-\lambda_n)w_{n-2}-\left[2(2-\lambda_n)+\frac{\lambda n^2}{2}(2+\lambda_n)\right]w_{n-2}+2(3+$$

$$+\lambda_n^2)w_n-\left[2(2+\lambda_n+\frac{\lambda_n^2}{2}(2-\lambda_n)\right]w_{n+1}+(1+\lambda_n)w_{n+2}-\left[\left(1-\frac{\lambda n}{2}\right)\Phi_{n-1}-2\Phi_n\right.$$

$$\left.+(1+\lambda_n)\Phi_{n+1}\right]\frac{l^2}{RK}=\frac{Znl^4}{K}\cdot\frac{16}{3}(3\Phi_0-4\Phi_1+\Phi_2)-(w_0-w_1)\frac{4E\delta l^2}{R}=0.$$

.....

$$(1-\lambda_i)\Phi_{i-2}-\left[2(2-\lambda_i)+\frac{\lambda_i^2}{2}(2+\lambda_i)\right]\Phi_{i-1}+2(3+\lambda_i^2)\Phi_i-\left[2(2+\lambda_i)+\right.$$

$$\left.+\frac{\lambda_i^2}{2}(2-\lambda_i)\right]\Phi_{i+1}+(1+\lambda_i)\Phi_{i+2}+\left[\left(1-\frac{\lambda i}{2}\right)w_{i-1}-2w_i+(1+\lambda_i)w_{i+1}\right]\frac{E\delta l^2}{R}=0. \qquad (1b)$$

.....

$$(1-\lambda_n)\,\Phi_{n-2} - \left[2(2-\lambda_n) + \frac{\lambda_n^2}{2}(2+\lambda_n)\right]\Phi_{n-1} + 2(3+\lambda_n^2)\,\Phi_n - \left[2(2+\lambda_n) +$$

$$+ \frac{\lambda_n^2}{2}(2-\lambda_n)\right]\Phi_{n+1} + (1+\lambda_n)\,\Phi_{n+2} + \left[\left(1-\frac{\lambda n}{2}\right)w_{n-1} - 2w_n +\right.$$

$$\left. + (1+\lambda_n)\,w_{n+1}\right]\frac{E\delta t^2}{R} = 0.$$

où les notations signifient :

w_i – déplacement vertical du point i de la surface médianne de la coque ;

Φ – valeur de la fonction d'efforts de type Airy, dans le point i ;

t – pas du réseau, (fig. 1) ;

λ_i – paramètre du point t : $\lambda_i = \frac{t}{r_i}$;

r_i – rayon du point i mésuré sur le plan de la base ;

R – rayon de la surface médianne de la coque sphérique ;

K – rigidité à la flexion de la coque : $K = \frac{E\delta^3}{1-\mu^2}$

δ – épaisseur de la coque ;

E, μ – module d'élasticité et coefficient de Poisson du matériau de la coque ;

Z_i – intensité de la charge distribuée actionnant la coque dans le point i ;

(Les deux groupes d'équations, (1a) et (1b), correspondent aux deux équations différentielles de 4eme ordre qui régissent l'état d'efforts et déformations des coques sphériques surbaissées, chargées axisymétriquement, dans le régime flexionnel.)

Les équations (1) constituent un système de $2(n+1)$ équations ayant $2(n+3)$ inconnues : w_0, w_1 ... w_n, w_{n+1}, w_{n+2} et Φ_0, Φ_1 ... Φ_n, Φ_{n+1}, Φ_{n+2}.

On complète ce système avec les 4 équations manquantes, à l'aide des conditions initiales, [2].

Le système ainsi complété résout le problème des coques habituelles, mais il peut servir aussi pour résoudre le problème des coques reposant sur des milieux élastiques.

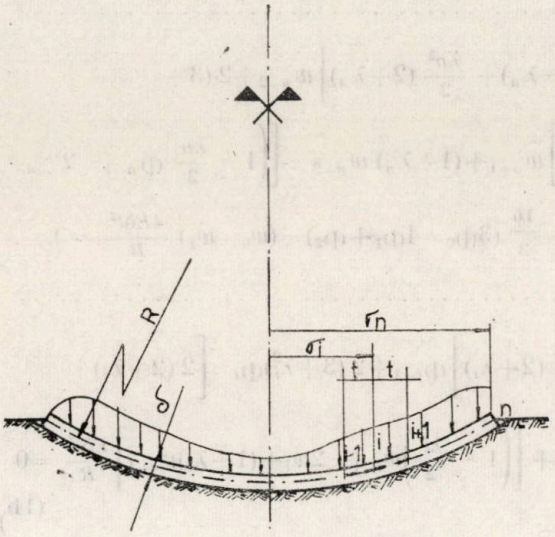


Fig. 1.

2.0 Coques reposant sur des milieux elastiques

Les coques reposant sur des milieux élastiques se distinguent, par rapport aux autres coques, par la particularité des forces qui les actionnent.

Si dans le casdescoques habituelles les forces qui actionnent sont connues – étant une donnée du problème –, pour les coques reposant sur des milieux élastiques elles sont des inconnues.

Cette fois-ci les forces dépendent de l'interaction qui existe entre la coque et le milieu ; donc, elles dépendent, jusqu'à la fin, du modèle selon lequel est schématisé le milieu élastique.

D'une manière générale, les forces Z_i qui actionnent la coque on peut les exprimer sous la forme :

$$Z_i = p_i - q_i \tag{2}$$

où p_i et q_i sont, respectivement, la charge effectivement donnée – donc connue – et la réaction du milieu élastique – donc inconnue.

Selon le modèle schématique adopté pour le milieu élastique, p_i a diverses expressions.

En ce qui suit seront traités les milieux élastiques qu'on peut schématiser selon les modèles de Winkler et de Boussinesq.

2.1. *Milieux elastiques de type winkler*. Dans cette hypothèse la réaction du milieu élastique est proportionnelle avec le déplacement, fig. 2 :

$$p_i = kw_i \tag{3}$$

où k est le module de réaction du milieu élastique.

Compte tenu de (3), l'expression (2) de Z_i devient :

$$Z_i = kw_i - q_i \tag{4}$$

En remplaçant Z_i dans les équations (la), vu aussi ce qu'on a déjà dit à la fin du point 1.0, on obtient le système qui résout le problème.

Il est à observer que dans le cas des coques reposant sur des milieux de type Winkler le seul changement qui intervient, par rapport aux coques habituelles, concerne les coefficients des inconnues principailes du premier groupe d'équation, (1a). Ces coefficients sont à diminuer avec la quantité :

$$A = \frac{kl^4}{K} \cdot \tag{5}$$

2.2. *Milieux elastiques de type Boussinesq*. Pour les milieux de ce type on fera l'hypothèse que les déformations de la coque et du milieu sont conformes :

$$w_i^{\text{coque}} = w_i^{\text{milieu}} \cdot \tag{6}$$

Les déformations de la coque sont causées par les forces données, q_i, ainsi que par les réactions inconnues du milieu, p_i, fig. 3b.

Les déformations de la surface du milieu élastique sont causées par l'action de la coque sur le milieu, égale et de sens contraire à la réaction du milieu, fig. 3c.

Les déformations de la coque, en fonction de réactions inconnues du milieu, p_i, sont obtenues du système (1), si on met :

$$Z_i = p_i - q_i \tag{2}$$

et on résout ce système par rapport aux inconnues : w_0, w_1 ... w_n.

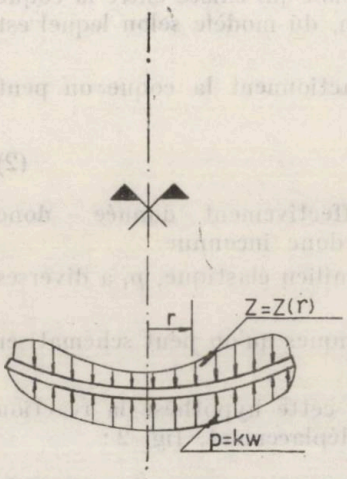


Fig. 2.

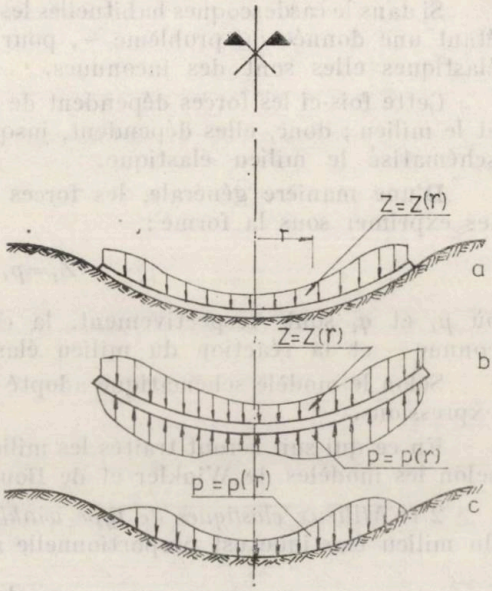


Fig. 3.

Pour pouvoir calculer les déformations de la surface du milieu élastique on fera deux hypothèses :

a. la surface initiale du milieu – qui réellement a la forme courbe de la coque – sera considérée comme plane. (Cette hypothèse est de la même nature que d'autres hypothèses simplificatrices utilisées dans le calcul des coques surbaissées.)

b. p_i sera considéré comme uniformement distribué sur la couronne circulaire de rayon moyen r_i et largeurt.

Ces deux hypothèses permettent :

– l'utilisation de la formule de Boussinesq pour le calcul des déplacements des points de la surface du milieux élastique :

$$w = \frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0}\frac{P}{r} \tag{7}$$

– l'application du principe de la superposition des effets pour le calcul de ces déformations. Ainsi, les déplacements de la surface du milieu élastique dans les points du réseau choisi pour écrire en différences finies les équations différentielles de la coque on peut les écrire :

$$\begin{aligned}
w_0 &= \eta_{00}p_0 + \eta_{01}p_1 + \ldots + \eta_{0i}p_i + \ldots + \eta_{0n}p_n \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
w_i &= \eta_{i0}p_0 + \eta_{i1}p_1 + \ldots + \eta_{ii}p_i + \ldots + \eta_{in}p_n \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
w_n &= \eta_{n0}p_0 + \eta_{n1}p_1 + \ldots + \eta_{ni}p_i + \ldots + \eta_{nn}p_n
\end{aligned} \tag{8}$$

où :

η_{ij} – déplacement du point i quand la couronne circulaire de rayon moyen r_j et largeur t est chargée avec une charge de valeur unitaire ;

p_i – intensité de la charge uniformément répartie sur la couronne de rayon moyen r_j et largeur t, représentant l'acion de la coque sur le milieu.

Si l'on considère maintenant, dans le même système, les équations (1), les équations (8) et les 4 équations obtenues à l'aide des conditions initiales, on arrive à un système de $3n+7$ équations ayant autant d'inconnues :

$$w_0,\ w_1 \ldots w_n,\ w_{n+1},\ w_{n+2};\ \Phi_0,\ \Phi_1 \ldots \Phi_n,\ \Phi_{n+1},\ \Phi_{n+2};\ p_0,\ p_1 \ldots p_n.$$

A condition que les coefficients η_{ij} soient connus, le problème peut être considéré résolu car les solutions de ce système permettent de déterminer les eforts et les déformations dans tous les points du réseau initialement cloisi, [2].

2.2.1. *Calcul des coefficients* η_{ij}. On charge la couronne circulaire de rayon moyen r_j avec une charge de valeur unitaire, fig. 3.

La charge élémentaire a l'expression :

$$dP = 1 \cdot dA = 1 \cdot \rho d\rho d\theta \tag{9}$$

Le déplacement élémentaire du point i, causée par la charge concentrée dP, en utilisant (7), est :

$$dw_{ij} = d\eta_{ij} = 1 \cdot \frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0} \frac{dP}{l_i} \tag{10}$$

où l_i est la distance entre le centre de gravité de l'aire élémentaire dA et le point i.

L'expression de l_i, vu les notations de la fig. 3, est :

$$l_i = \sqrt{\rho^2 - 2\rho x_i \cos\theta + x_i^2} \tag{11}$$

Donc, η_{ij} est donné par l'expression suivante :

$$\eta_{ij} = \int d\eta_{ij} = \frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0} \int_0^{2\pi} \int_{r_j - \frac{t}{2}}^{r_j + \frac{t}{2}} \frac{\rho d\rho d\theta}{\sqrt{\rho^2 - 2\rho x_i \cos\theta + x_i^2}}. \tag{12}$$

L'intégrale qui intervient en (12) ne peut pas être effectuée analytiquement. On récourt à une intégration numérique. A cet effet, la couronne circulaire est partagée en 2s éléments égaux, fig. 4, ayant chacun l'angle au centre $\Delta\theta = \frac{2\pi}{2s}$ et l'aire $\Delta A = r_j \Delta\theta \cdot t$.

Compte tenu que pour l'élément d'ordre k on a :

$$\rho G_k = r_j + \frac{t^2}{12 r_j}; \qquad \theta_k = \Delta\theta \left(k + \frac{1}{2}\right) \tag{13a, b}$$

et qu'on peut exprimer r_j et x_i en fonction de i, respectivement $j - r_j = jt$ et $x_i = it$ – on obtient pour η_{ij} l'expression :

$$\eta_{ij} = 2 \frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0} \cdot \Delta\theta \cdot t_j \sum_{k=0}^{s} \frac{1}{\sqrt{\left(j + \frac{1}{12j}\right)^2 - 2t\left(j + \frac{1}{12j}\right)\cos\theta_k \left(k + \frac{1}{2}\right) + i^2}} \tag{14}$$

avec $i = 0 \ldots n$ et $j = 1 \ldots n-1$.

Pour η_{i0} et η_{in}, compte tenu que la largeur de la couronne chargée est en ce cas égale à $\frac{t}{2}$ on obtient :

$$\eta_{i0}=2\frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0}\Delta\theta\,\frac{t}{8}\sum_{k=0}^{s}\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{9}-\frac{2}{3}\,i\cos\Delta\theta\left(k+\frac{1}{2}\right)+i^2}} \tag{15}$$

avec $i=0\ldots n$, et

$$\eta_{in}=2\frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0}\Delta\theta\,\frac{t}{2}\left(n-\frac{1}{4}\right)\sum_{k=0}^{k=s}\frac{1}{\sqrt{\left(n-\frac{1}{3}\,\frac{3n-1}{4n-1}\right)^2-2i\left(n-\frac{1}{3}\,\frac{3n-1}{4n-1}\right)\cos\Delta\theta\left(k+\frac{1}{2}\right)+i^2}} \tag{16}$$

avec $i=0\ldots n$, et $n=1\ldots n$, à condition que $n\geqslant 1$.

Les formes sous lesquelles ont été mises les expressions de ces coefficients permettent une programmation facile à l'ordinateur. Un programme de calcul, ainsi que les valeurs des coefficients pour i et $j=0\ldots 20$, sont donnés en [3].

Note :

Il semble intéressant de remarquer que dans la formule (14) si on fait $i=$constant, voir $i=0$, en temps que j augmente indéfiniment, la valeur du coefficient η_{ij} tend vers une constante.

La conclusion qu'on tire c'est que pour un point se trouvant à l'intérieur de la couronne chargée l'inflence de cette charge n'est jamais nulle.

Si pour le calcul des coques reposant sur des milieux élastiques cette constatation n'a aucune implication — vu les petites valeurs des charges et de la largeur de la couronne chargée — elle peut prendre toute son importance à l'échelle macrocosmique. Certains phénomènes terrestres pour raient y trouver une explication.

Dans quelques-unes de nos prochaines notes on exposera, entre autres, tout én ténant compte de certains résultats récents [5], [6], [7], [8], le calcul et la détermination des forces intérieures dans les coques de formes et de conditions d'appui différentes.

BIBLIOGRAPHIE :

[1] Lehr H. : Fundații — vol. 2 (Editura tehnică, București, 1957).

[2] Mangeron D. I., Momanu Gh. : Calcul des coques sphériques surbaissées chargées axisymétriquement : une solution à l'aide des différences finis (Buletinul Institutului Politehnic Iași — sous presse.)

[3] Momanu Gh. : Plăci curbe subțiri rezemate pe medii elastice având aplicații la fundațiile construcțiilor (Teză de doctorat, Institutul Politehnic Iași).

[4] Sollazzo A. : Il calcolo della cupola sferica rovescia su appoggio elastico (Tecnica italiana, nr. 4, 1967).

[5] Janzen P. : Formulae and graphs of elastic stresses for design and analysis of U-shaped bellows (Int. J. Pressure Vessels and Pip., 1979, 7, 6, 407—423).

[6] Kucza E., Waszczyszyn Z. : Obliczanie i ksztaltowanie sil wewnetrznych w powloce zbiornika soczewkowego. (Konstr. powl. teor. i zastosow., 2 Konf., Golun, 1978, Referaty., S.1, s.a., 156—161.).

[7] Konieczny Leszek: Problemy obliczania powlok w budownictwie okretowym. (Konstr. powl., teor. i zastosow., 2 Konf., Golun, 1978, Ref. probl., S.I, s.a., 89—118.)
[8] Zielinski Andrzej: Zastosowanie szeregow Fouriera do rozwiazywania malowyhioslych powlok o krzywoliniowym konturzs. (Konstr. powl. teor. i zastosow. 2 Konf., Golun, 1978, Referaty, S.I., s.a., 263—268.)

CALCULUL CUPOLEI SFERICE RĂSTURNATE SPRIJINITĂ PE MEDII ELASTICE

REZUMAT

Cupola sferică răsturnată rezemată pe medii elastice are o utilizare frecventă. Totuşi, procedeele de calcul pentru necesităţi inginereşti sînt destul de rare, [4]. În cele ce urmează, pe baza rezultatelor obţinute în [2] şi [3], eînt prezentate procedee pentru cupola pleoştită, încărcată axial-simetric, szemîn d pe medii elastice schematizate după modelele Winkler şi Boussinesq.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

APLICAREA METODEI FÎŞIILOR ŞI A METODEI ELEMENTELOR FINITE LA REZOLVAREA PROBLEMEI PLANE A TEORIEI ELASTICITĂŢII

DE

R. FRIEDRICH, E. SĂBĂREANU, V. BOTA şi A. FURTUNESCU

Formularea în tensiuni a problemei plane conduce la ecuaţia cu derivate parţiale :

$$\Delta\Delta F=0 \tag{1}$$

F fiind funcţia de tensiuni de tip Airy. Prin formularea în deplasări se ajunge la sistemul de ecuaţii cu derivate parţiale [5] :

$$\begin{aligned}\Delta u+\alpha\partial\theta/\partial x&=0\\ \Delta v+\alpha\partial\theta/\partial y&=0\end{aligned} \tag{2}$$

unde $\theta=\partial u/\partial x+\partial v/\partial y$.

Dintre metodele numerice cele mai utile pentru integrarea ecuaţiilor (1) respectiv (2) se amintesc metoda diferenţelor finite şi metoda elementelor finite cît şi variantele lor : metoda dreptelor respectiv metoda fîşiilor finite [3].

Cele ce urmează se referă la metoda fîşiilor finite [1] şi la metoda elementelor finite. În cazul formulării în tensiuni se procedează analog calculului plăcilor supuse la încovoiere [4]. Formularea în deplasări are avantajul posibilităţii utilizării unor polinoame de interpolare de grad mai redus.

1. Metoda fîşiilor finite.

Cu notaţiile din figura 1 la cîmpul de deplasări se alege de forma :

$$\begin{aligned}u_f(x,\ y)&=\sum_{m=1}^{r} f_U(x)\ Y_U(y),\\ v_f(x,\ y)&=\sum_{m=1}^{r} f_V(x)\ Y_V(y)\end{aligned} \tag{3}$$

r reprezentînd numărul termenilor dezvoltării în serie pe direcţia y. Alegînd $f_u(x)=[1\quad x]\{c_1\quad c_2\}=c_1+c_2x$, şi ţinînd seama de condiţiile de margine rezultă :

$$f_u(x)=(1-\xi)\,u_1+\xi u_2, \tag{4a}$$

şi analog :

$$f_v(x)=(1-\xi)\,v_1+\xi v_2, \tag{4b}$$

unde : $\xi=x/b$.

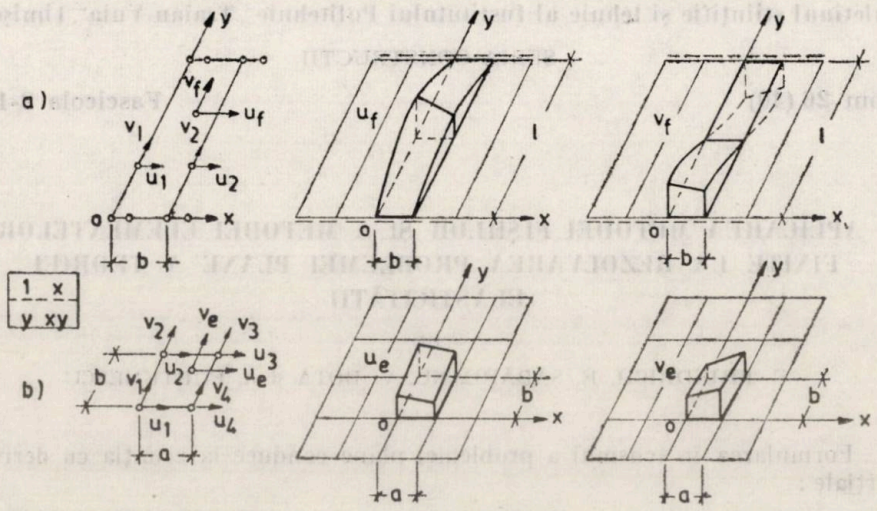


Fig. 1.

În cazul simplei rezemări în lungul marginilor paralele cu axa Ox, dezvoltările în serie sînt (fig. 1a):

$$Y_u(y) = \sin k_m y,$$

$$Y_v(y) = \cos k_m y = Y'_u/k_m, \tag{5}$$

cu $k_m = m\pi/l$. Ţinînd seama de (4) şi (5), cîmpul de deplasări (3) poate fi reprezentat matriceal sub forma:

$$\{d_f\} = \begin{bmatrix} u_f(x, y) \\ v_f(x, y) \end{bmatrix} = \sum_{m=1}^{r} [L]_m \{d\}_m, \tag{6}$$

cu:

$$[L]_m = \left[\begin{array}{c|c|c|c} (1-\xi)\, Y_m & 0 & \xi Y_m & 0 \\ 0 & (1-\xi)\, Y'_m/k_m & 0 & \xi Y'_m/k_m \end{array}\right] \tag{7}$$

şi

$\{d\}_m = \{u_1\ v_1\ u_2\ v_2\}^T$. S-a notat $Y_u(y) = Y_m$.

Deformaţiile specifice rezultă efectuînd operaţiile:

$$\{\varepsilon_f\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x(x, y) \\ \varepsilon_y(x, y) \\ \gamma_{xy}(x, y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial_x & 0 \\ 0 & \partial/\partial_y \\ \partial/\partial_y & \partial/\partial_x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_f(x, y) \\ v_f(x, y) \end{bmatrix} = [D]\{d_f\}$$

$$\{\varepsilon_f\} = \sum_{m=1}^{r} [D][L]_m \{d\}_m = \sum_{m=1}^{r} [B]_m \{d\}_m \tag{8}$$

cu :

$$[B]_m = \left[\begin{array}{c|c|c|c} -Y_m/b & 0 & Y_m/b & 0 \\ 0 & (1-\xi)\, Y''_m/k_m & 0 & \xi Y''_m/k_m \\ (1-\xi)\, Y'_m & -Y'_m/bk_m & \xi Y'_m & Y'_m/bk_m \end{array}\right] \tag{9}$$

Matricea rigidităților rezultă din relația cunoscută (1, 3).

2. Matricea elementelor finite.

Cîmpul de deplasări poate fi ales sub forma (fig. 1b) :

$$u_e(x,\ y) = f_u(x,\ y),$$
$$v_e(x,\ y) = f_v(x,\ y), \tag{10}$$

admițînd spre exemplu :

$$f_u(x,\ y) = [1\ \ x\ \ y\ \ xy]\ \{c_1\ \ c_2\ \ c_3\ \ c_4\}.$$

Ținînd seama de condițiile de margine rezultă :

$$u_1 = u_e(0,\ 0) = c_1,\ \ u_2 = u_e(0,\ b) = c_1 + c_3 b,$$
$$u_3 = u_e(a,\ b) = c_1 + c_2 a + c_3 b + c_4 ab,\ \ U_4 = u_e(a,\ 0) = c_1 + c_2 a,$$

rezultă :

$$f_u(x,\ y) = (1-\xi)(1-\eta)\, u_1 + (1-\xi)\,\eta u_2 + \xi\eta u_3 + \xi(1-\eta)\, u_4$$

și analog :

$$f_v(x,\ y) = (1-\xi)(1-\eta)\, v_1 + (1-\xi)\,\eta v_2 + \xi\eta v_3 + \xi(1-\eta)\, v_4,$$

unde :

$$\xi = x/a,\ \ \eta = y/b.$$

Matriceal, cîmpul de deplasări (10) se scrie :

$$\{d_e\} = \begin{bmatrix} u_e(x,\ y) \\ v_e(x,\ y) \end{bmatrix} = [L]\ \{d\} \tag{11}$$

cu :

$$[L] = \left[\begin{array}{cc|cc|cc|cc} (1-\xi)(1-\eta) & 0 & (1-\xi)\,\eta & 0 & \xi\eta & 0 & \xi(1-\eta) & 0 \\ 0 & (1-\xi)(1-\eta) & 0 & (1-\xi)\,\eta & 0 & \xi\eta & 0 & \xi(1-\eta) \end{array}\right] \tag{12}$$

și :

$$\{d\} = \{u_1\ \ v_1\ \ u_2\ \ v_2\ \ u_3\ \ v_3\ \ u_4\ \ v_4\}^T.$$

3. Exemplu de calcul

Pentru exemplificare se consideră grinda-perete din figura 2a rezolvată în lucrarea [2] în mod clasic, pe baza formulării în tensiuni (1). Cele 3 discretizări adoptate sînt reprezentate în figura 2b, iar rezultatele obținute cu metoda fișiilor finite și metoda elementelor finite, în figura 3 a și 3 b. Se observă că discretizarea cea mai grosieră conduce la rezultate bune pentru N_y și N_x ; pentru determinarea lui N_{xy} este necesară cea mai fină discretizare. În metoda fișiilor finite s-au utilizat 11 termeni ai dezvoltării în serie, $r = 11$.

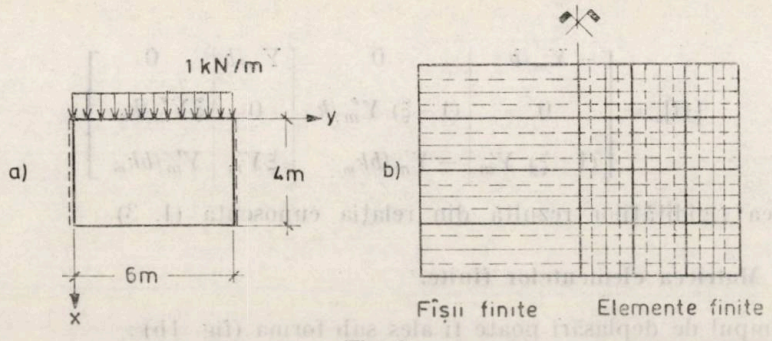
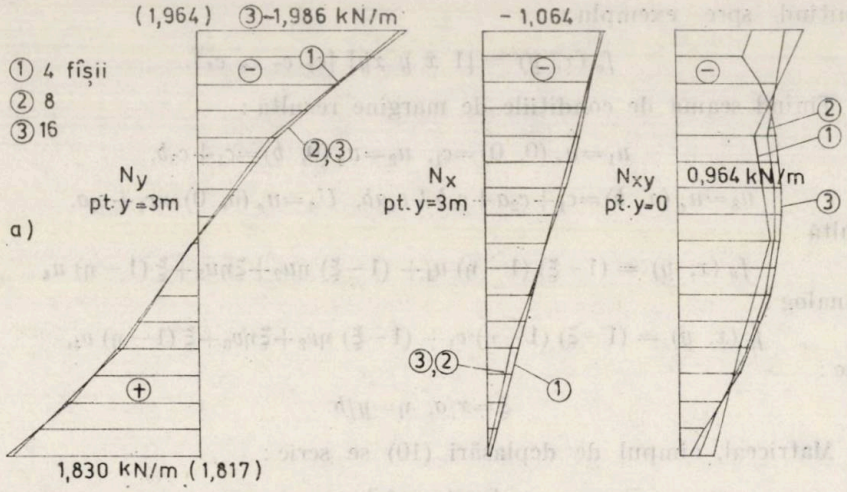

1 kN/m
y
a)
4m
b)
6m
x
Fîşii finite
Elemente finite

Fig. 2.


(1,964)
③-1,986 kN/m
- 1,064
① 4 fîşii
② 8
③ 16
Ny
pt.y=3m
Nx
pt.y=3m
Nxy
pt.y=0
0,964 kN/m
a)
1,830 kN/m (1,817)

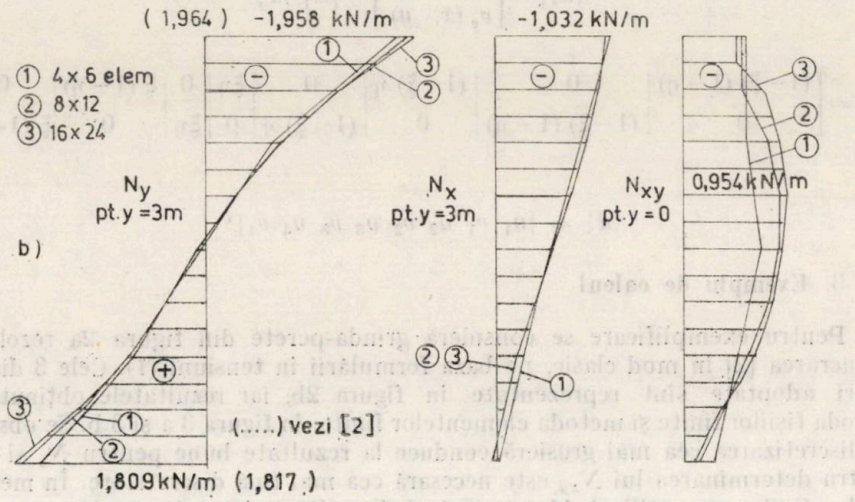

(1,964)
-1,958 kN/m
-1,032 kN/m
① 4x6 elem
② 8x12
③ 16x24
Ny
pt.y=3m
Nx
pt.y=3m
Nxy
pt.y=0
0,954 kN/m
b)
(.....) vezi [2]
1,809 kN/m (1,817)

Fig. 3.

BIBLIOGRAFIE

[1] Cheung Y. K., — Finite Strip Method in Structural Analysis, Pergamon Press, Oxford, 1976.
[2] Kalmanok A. S., — Rasciot Plastin, Gos. Izd. Lit. po Stroit, Arh. i Stroit Mat., Moskva, 1959.
[3] Mîrşu O., Friedrich R., — Construcţii din beton armat, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1980.
[4] Săbăreanu E., Friedrich R., Filimon I., — Discretizări fizice în studiul încovoierii plăcilor plane, Bul. Şt. şi Tehn. al I.P.T., Seria Construcţii, Nr. 2/1978, pp. 138—144.
[5] Teodorescu P. P., — Probleme plane în teoria elasticităţii, Editura Academiei R.S.R. Bucureşti, 1961.

FINITE STREIFEN UND FINITE ELEMENTE FÜR DAS EBENE SPANNUNGSPROBLEM

ZUSAMMENFASSUNG

In Anlehnung an die Arbeit [4] über Plattenbiegung wurden die Grundgrössen der beiden Methoden für den ebenen Spannungszustand dargestellt. Die entwickelten Programme kamen vielfach zum Einsatz. Zur Veranschaulichung der Konvergenz wurde die in Bild 2 skizzierte Scheibe für je drei Diskretisierungen durchgerechnet. Lediglich die Tangentialkräfte N_{xy} hängen fühlbar von den Elementabmessungen ab, siehe Bild 3.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

DIAGRAME DE INTERACŢIUNE m—n PENTRU SECŢIUNI DREPTUNGHIULARE

DE

RICHARD FRIEDRICH

Operînd cu mărimi statice adimensionale m şi n, secţiunii omogene îi corespunde o singură curbă de interacţiune iar secţiunilor din beton armat le sînt caracteristice diagrame formate din familii de curbe, funcţie de cantitatea armăturii. De asemenea, datorită amplasării armăturii pe două feţe, sînt posibile mai multe tipuri de diagrame de interacţiune ; este utilă cunoaşterea limitelor acetora cît şi a legăturilor între ele.

Ecuaţiile curbelor de interacţiune se obţin în general eliminînd înălţimea relativă ξ a zonei comprimate între ecuaţia de proiecţii şi cea de momente (scrisă în raport cu armătura întinsă sau în raport cu axa centrală).

1. Secţiuni omogene

1.1. *Material elastic.* Mărimile adimensionale ale eforturilor sînt definite prin relaţiile :

$$n=\frac{N}{bhR} \quad \text{şi} \quad m=\frac{M}{bh^2R}, \tag{1}$$

R reprezentînd tensiunea maximă. Formula solicitării excentrice

$$R=\pm\frac{N}{bh}+\frac{6M}{bh^2}, \tag{2}$$

scrisă adimensional ţinînd seama de (1) reprezintă chiar ecuaţiile celor două drepte de interacţiune din figura 1a, pentru compresiune respectiv întindere excentrică :

$$6m+n=1, \qquad 6m-n=1 \tag{3a, b}$$

În cazul cedării zonei întinse, excentricitatea relativă $e_0=e_0/h=m/n$ depăşind valoarea 1/6, curba de interacţiune este caracterizată prin ecuaţia (fig. 1b şi d) :

$$m=0{,}5n\left(1-\frac{4}{3}n\right). \tag{4}$$

1.2. *Beton simplu.* Neluînd în considerare aportul zonei întinse de beton, curba de interacţiune este de forma (fig. 1c) [1] :

$$m=0{,}5n\,(1-n) \tag{5}$$

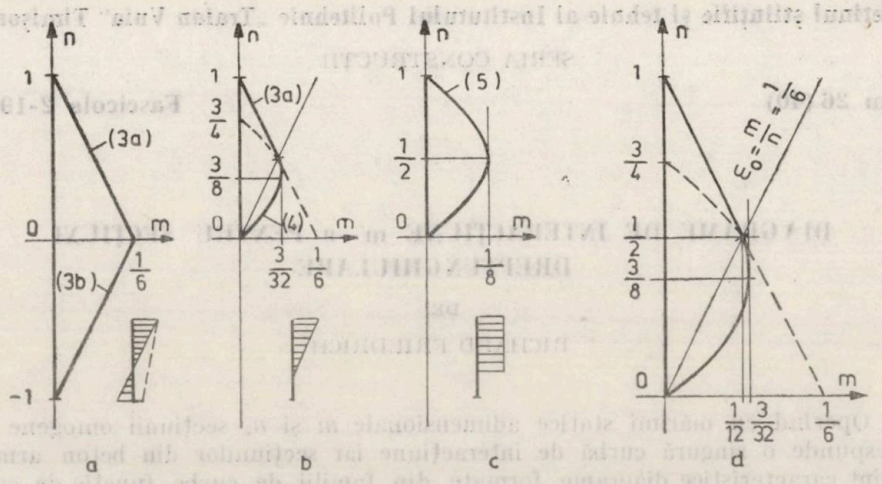


Fig. 1. Curbe de interacțiune pentru secțiuni omogene.

2. Secțiuni de beton armat

Considerînd aproximativ $a=a'\simeq 0$ și deci $h_0\simeq h$ și definind mărimile adimensionale ale eforturilor:

$$n=\frac{N}{bhR_c},\quad m=\frac{M}{bh^2R_c}, \tag{6}$$

respectiv coeficienții mecanici de armare:

$$\alpha=\frac{A_a}{bh}\frac{R_a}{R_c}=\mu\frac{R_a}{R_c},\quad \alpha'=\frac{A'_a}{bh}\frac{R_a}{R_c}=\mu'\frac{R_a}{R_c}, \tag{7}$$

se deosebesc două tipuri principale de diagrame de interacțiune. La cele de tip 1 se aleg rapoarte $\rho=\alpha'/\alpha$ constante [2, 3], iar la cele de tip 2 sume $\sigma=\alpha+\alpha'$ constante [2, 4, 5]. O variantă corespunde situației cînd se consideră $\mu=$const. și $\mu'=$var., respectiv invers [3].

2.1. *Diagrame de tip 1*

2.1.1. *Compresiune cu excentricitate mică.* Cu $A'_a=\rho A_a$ ecuația de proiecții și cea de momente în raport cu armătura A_a sînt de forma (fig. 2):

$$N=bxR_c+\rho A_aR_a-(4-5\xi)A_aR_a, \tag{8a, b}$$

$$Ne=bxR_c(h_0-0{,}5x)+\rho A_a(h_0-a').$$

Punînd $e=e_0+0{,}5h-a$ și ținînd seama de (6) și (7) rezultă:

$$n=\xi(5\alpha+1)+(\rho-4)\alpha, \tag{9a, b}$$

$$m+0{,}5n=\xi(1-0{,}5\xi)+\rho\alpha.$$

Eliminîndu-l pe ξ între aceste două relații se obține ecuația curbelor de interacțiune:

$$m+0{,}5n=-0{,}5\left(\frac{n}{1+5\alpha}+c\right)^2+\frac{n}{1+5\alpha}+c+\rho\alpha, \tag{10}$$

cu $c=(4-\rho)\alpha/(1+5\alpha)$.

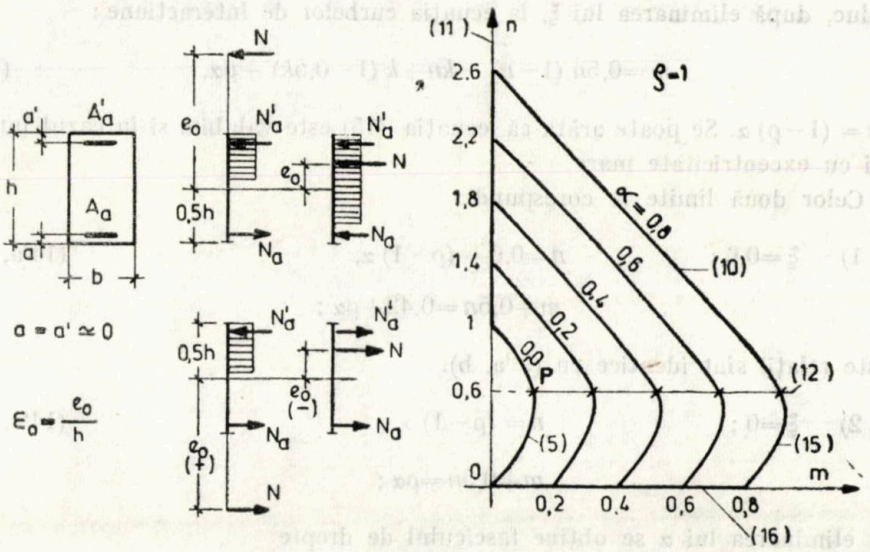


Fig. 2. Distribuţii ale eforturilor pe secţiunea transversală. Diagramă de interacţiune de tip 1 pentru $\rho=1$.

Pentru cele două limite ale acestui caz se obţin :

1) $\xi=1$; $\quad n=1+(\rho+1)\,\alpha,$ (9'a, b)

$$m+0{,}5n=0{,}5+\rho\alpha\,;$$

prin eliminarea lui α rezultă relaţia :

$$n=\frac{2(\rho+1)}{\rho-1}\,m+1, \tag{11}$$

ce reprezintă ecuaţia unui fascicul de drepte ce trec prin punctul (0, 1).

2) $\xi=0{,}6$; $\quad n=0{,}6+(\rho-1)\,\alpha,$ (9''a, b)

$$m+0{,}5n=0{,}42+\rho\alpha\,;$$

prin eliminarea lui α rezultă fasciculul de drepte :

$$n=\frac{2(\rho-1)}{\rho+1}\,m+\frac{0{,}36\rho+0{,}84}{\rho+1}\,, \tag{12}$$

ce trece prin punctul P (0,12 ; 0,6), situat pe parabola (5).

2.1.2. *Compresiune (întindere) cu excentricitate mare.* Cele două ecuaţii de echilibru ale compresiunii excentrice :

$$N=bxR_c+(\rho-1)\,A_aR_a, \tag{13a, b}$$

$$Ne=bxR_c\,(h_0-0{,}5x)+\rho A_a\,(h_0-a'),$$

scrise adimensional sub forma :

$$n=\xi+(\rho-1)\,\alpha, \tag{14a, b}$$

$$m+0{,}5n=\xi\,(1-0{,}5\xi)+\rho\alpha,$$

conduc, după eliminarea lui ξ, la ecuația curbelor de interacțiune:

$$m=0{,}5n\,(1-n)-kn+k\,(1-0{,}5k)+\rho\alpha, \tag{15}$$

cu $k=(1-\rho)\,\alpha$. Se poate arăta că ecuația (15) este valabilă și în cazul întinderii cu excentricitate mare.

Celor două limite le corespund:

1) $\xi=0{,}6$; $\quad n=0{,}6+(\rho-1)\,\alpha,$ (14'a, b)

$$m+0{,}5n=0{,}42+\rho\alpha;$$

aceste relații sînt identice cu (9''a, b).

2) $\xi=0$; $\quad n=(\rho-1)\,\alpha,$ (14'a, b)

$$m+0{,}5n=\rho\alpha;$$

prin eliminarea lui α se obține fasciculul de drepte

$$n=\frac{2\,(\rho-1)}{\rho+1}\,m, \tag{16}$$

concurent în origine. Dreptele fasciculului (16) sînt paralele cu cele ale fasciculului (12).

În figura 2 sînt reprezentate cîteva curbe de interacțiune (10) și (15) pentru cazul $\rho=1$ (armare simetrică). Se observă că segmentele din (15) delimitate de dreptele (12) și (16) corespund segmentului *OP* al parabolei (5) translatat paralel cu aceste drepte.

În afara domeniului delimitat de dreptele (11) și (16) și de parabola (5) armătura nu poate fi utilizată la întreaga ei capacitate. În figurile 3a...3e sînt reprezentate aceste limite cît și dreapta (12) pentru diferite rapoarte ρ cuprinse între 0 ($A'_a=0$) și ∞ ($A_a=0$). Se observă că atît încovoierea cît și întinderea excentrică nu pot fi preluate rațional cu $\rho>1$. Mai mult, indiferent de ρ, întinderea cu excentricitate mică poate fi preluată rațional numai pentru cîte o singură valoare a excentricității ε_0 (fig. 2 și 3) și anume:

$$\varepsilon_0=\frac{e_0}{h}=\frac{1-\rho}{2\,(1+\rho)}, \tag{17}$$

reprezentată cu linii întrerupte în figurile 3a...3e.

2.2. *Diagrame de tip 2.* Nefiind impus raportul ρ, armătura totală $\sigma=\alpha+\alpha'$ poate fi dispusă mai rațional decît la punctul 2.1. Procedînd ca în lucrarea [4] se obțin dreptele limită din figura 3f. La stabilirea curbelor de interacțiune s-a admis că în cazul $0{,}6<\xi<1$ armătura A_a poate fi neglijată, iar în cazul $0<\xi<0{,}6$ armătura A'_a se alege egală cu zero. În tot domeniul compresiunii și întinderii cu excentricitate mare înălțimea relativă a zonei comprimate este $\xi=0{,}6$.

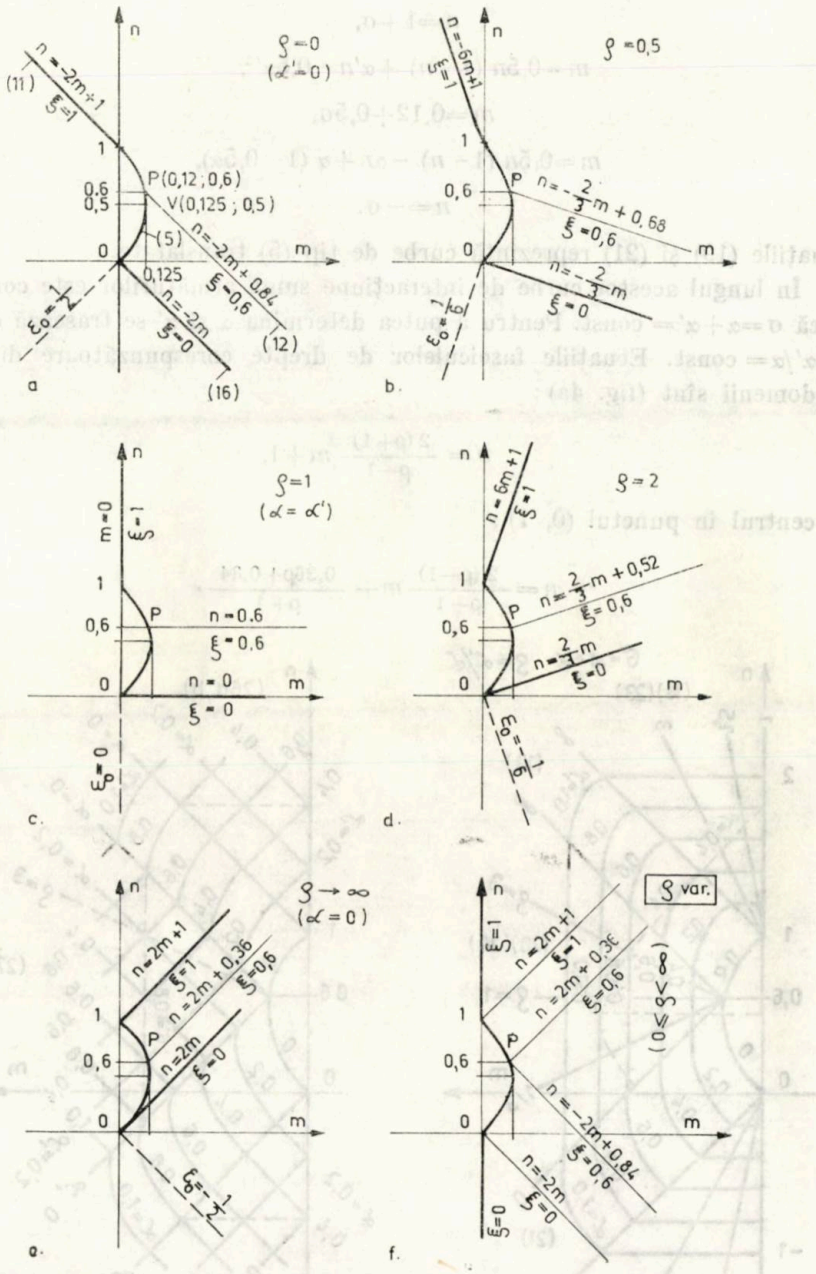


Fig. 3. Limitele subdomeniilor în care este asigurată utilizarea raţională a armăturilor, la diagrame de interacţiune de tip 1 (a . . . e) şi 2 (f).

Parcurgînd semiplanul $n-m$ de la compresiunea centrică la întinderea centrică, ecuațiile curbelor de interacțiune pe diferitele subdomenii caracteristice sînt (fig. 4a):

$$n=1+\sigma, \tag{18}$$

$$m=0{,}5n\,(1-n)+\alpha' n-0{,}5\alpha'^2, \tag{19}$$

$$m=0{,}12+0{,}5\sigma, \tag{20}$$

$$m=0{,}5n\,(1-n)-\alpha n+\alpha\,(1-0{,}5\alpha), \tag{21}$$

$$n=-\sigma. \tag{22}$$

Ecuațiile (19) și (21) reprezintă curbe de tip (5) translatate.

În lungul acestor curbe de interacțiune suma armăturilor este constantă, adică $\sigma=\alpha+\alpha'=$ const. Pentru a putea determina α și α' se trasează dreptele $\rho=\alpha'/\alpha=$ const. Ecuațiile fasciculelor de drepte corespunzătoare diferitelor subdomenii sînt (fig. 4a):

$$n=\frac{2\,(\rho+1)}{\rho-1}\,m+1, \tag{23}$$

cu centrul în punctul (0, 1);

$$n=\frac{2\,(\rho-1)}{\rho+1}\,m+\frac{0{,}36\rho+0{,}84}{\rho+1}, \tag{24}$$

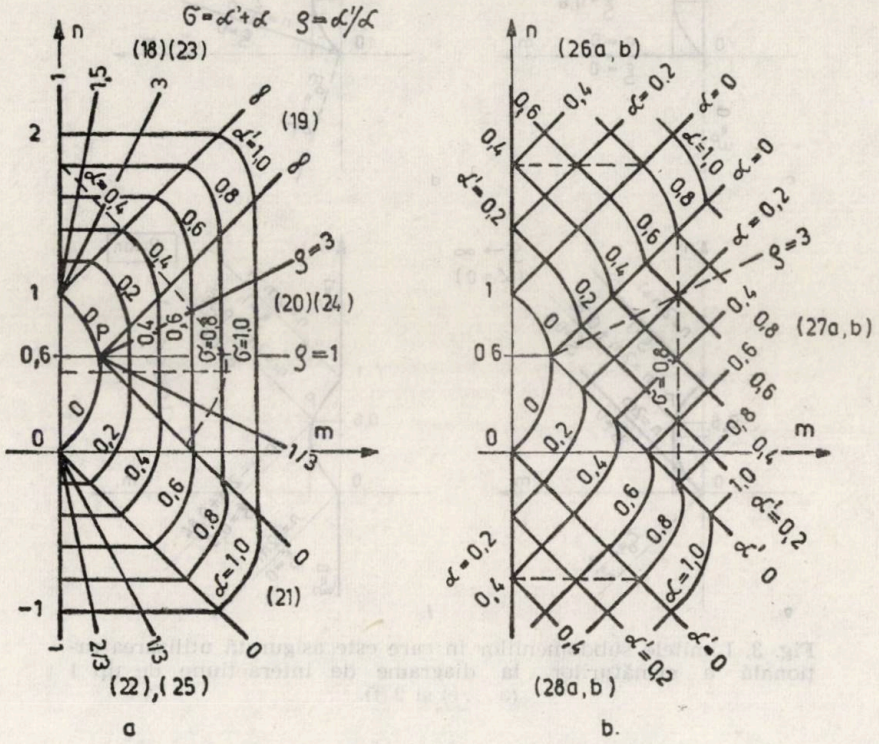


Fig. 4. Diagrame de interacțiune de tip 2.

cu centrul în P (0,12 ; 0,60) ;

$$n=\frac{2(\rho+1)}{\rho-1}m, \tag{25}$$

cu centrul în origine. În figura 4a sînt reprezentate cîteva drepte ale acestor fascicule. Cunoscînd σ și ρ se pot determina α și α'.

O posibilitate de determinare directă a lui α și α' este reprezentată în figura 4b. În subdomeniile corespunzătoare compresiunii cu excentricitate mică și $\xi=1$, compresiunii și întinderii cu excentricitate mare respectiv întinderii cu excentricitate mică, dreptele $\sigma=$ const. și $\rho=$ const. sînt înlocuite prin drepte $\alpha=$ const., și $\alpha'=$ const. [2] :

$$n=2m+2\alpha+1, \tag{26a, b}$$

$$n=-2m+2\alpha'+1,$$

$$n=2m-2\alpha+0{,}36, \tag{27a, b}$$

$$n=-2m+2\alpha'+0{,}84,$$

$$n=2m-2\alpha, \tag{28a, b}$$

$$n=-2m-2\alpha'.$$

Astfel α și α' rezultă prin citire directă.

2.3. *Comparații și concluzii.* Între diagramele de interacțiune de tip 1 și 2 pot fi stabilite unele legături. Astfel în figura 3*f* se regăsesc cîte două drepte limită din figurile 3*a* și 3*e*. Comparînd curba $\sigma=0{,}8$ din figura 4a cu curba $\alpha=0{,}4$ corespunzătoare lui $\rho=1$, reprezentată cu linie întreruptă, rezultă că evident prin impunerea lui ρ utilizarea rațională a zonei comprimate de beton este posibilă numai pentru anumite excentricități.

Particularizînd ecuația (15) pentru cazul $\alpha'=\rho\alpha=0$, deci pentru $\rho=0$, rezultă ecuația (21), reprezentată prin segmentul AB din figura 5. În aceeași figură sînt reprezentate cu linii pline și alte curbe de interacțiune de tip 1, corespunzătoare unor rapoarte ρ diferite, însă cu același $\sigma=1$. Cu linie întreruptă s-a trasat curba de interacțiune de tip 2 pentru $\sigma=1$. Se observă că în domeniul întinderii și compresiunii cu excentricitate mare dreapta (20) nu reprezintă înfășurătoarea curbelor de tip (15) ; acestea admit ca înfășurătoare o dreaptă paralelă cu (20). Acest lucru este în concordanță cu concluzia din [2] referitoare la faptul că consumul minim de armătură corespunde lui $\xi=0{,}5$, deci $x=0{,}5h$ în locul valorii $x=0{,}6h_0$. Într-adevăr ecuațiile (14a, b) pot fi scrise sub forma :

$$n=\xi+\alpha'-\alpha,$$

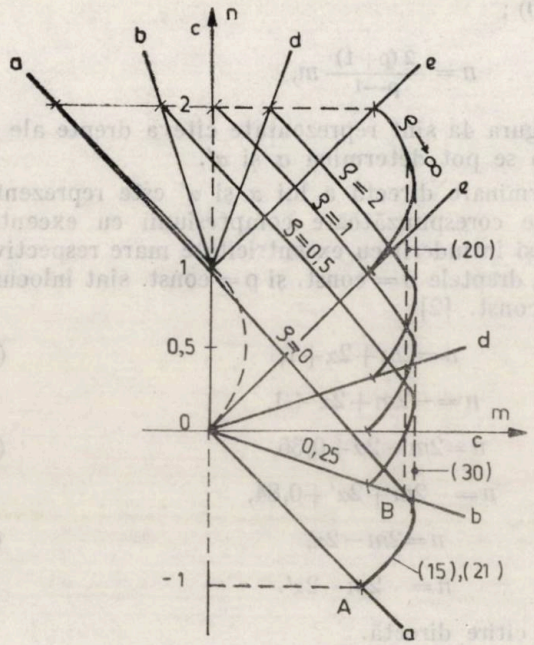
$$m+0{,}5n=\xi(1-0{,}5\xi)+\alpha',$$

astfel încît :

$$\sigma=\alpha+\alpha'=2m-\xi=\xi^2. \tag{29}$$

Minimul lui σ rezultă din condiția :

$$\frac{d\sigma}{d\xi}=-1+2\xi=0,$$



$\sigma = \alpha' + \alpha = 1$

$\rho = \frac{\alpha'}{\alpha}$

ρ	α'	α
0	0	1
0,5	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$
1	0,5	0 5
2	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$
∞	1	0

Fig. 5. Comparaţie între diagramele de interacţiune de tip 1 şi 2.

deci pentru $\xi = 0{,}5$. Introducînd această valoare în (29) se obţine dreapta :

$$m = 0{,}125 + 0{,}5\sigma, \tag{30}$$

ce înfăşoară curbele (15).

Legătura între cele două reprezentări ale diagramelor de interacţiune de tip 2 rezultă din figura 4b în care s-au trasat cu linii întrerupte dreptele (20) şi (24) pentru cazul $\sigma = 0{,}8$ şi $\rho = 3$.

Principalele concluzii privind cele două tipuri de diagrame de interacţiune pentru secţiuni dreptunghiulare din beton armat pot fi sintetizate în felul următor.

Impunîndu-se raportul $\rho = \alpha'/\alpha$, armăturile nu pot fi utilizate raţional decît în subdomeniile din figurile 3a...3e ale diagramelor de interacţiune de tip 1. Diagramele de interacţiune de tip 2 reflectă dispunerea armăturii astfel încît să fie utilizată integral indiferent de starea de solicitare, deci în tot semiplanul $m - n$ din figura 3f ; în plus asigură utilizarea integrală a zonei comprimate de beton.

Dintre cele două posibilităţi de trasare a diagramelor de interacţiune de tip 2, cea reprezentată în figura 4b simplifică la maximum proiectarea secţiunilor dreptunghiulare.

Prezentarea de faţă este calitativă, neţinînd seama de diferenţa între h şi h_0 şi de limitările privind excentricitatea de aplicare a forţei de compresiune. Diagrame de interacţiune de tip 2 utilizabile în proiectare sînt redate în lucrările [4] şi [5] respectiv în [2]. Ultima lucrare cuprinde numai compresiunea excentrică, însă ia în considerare înălţimea optimă $x = 0{,}5\ h$ a zonei comprimate în cazul excentricităţii mari şi utilizează modul de reprezentare din igura 4b.

BIBLIOGRAFIE

1. Avram C., Filimon I., Curs de beton armat, Centrul de multiplicare al I.P.T., Timişoara, 1976.
2. Avram C., ş.a., Proiectarea econonică a elementelor de construcţii din beton armat, Ed. Facla, Timişoara, 1979.
3. Pop A., Dimensionarea economică a betonului armat — Elemente solicitate la compresiune excentrică dreaptă, Construcţii, 11/1973.
4. Kessler G., Diagrame de interacţiune pentru calculul secţiunilor dreptunghiulare din beton armat, Construcţii, 2/1976.
5. Mirşu O., Friedrich R., Construcţii din beton armat, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1980.

INTERAKTIONSDIAGRAMME $m-n$ FÜR RECHTECKQUERSCHNITTE

ZUSAMMENFASSUNG

Nach der kurzen Darstellung von Interaktionskurven für homogene Querschnitte folgt eine Diskussion zweier Typen von Interaktionsdiagrammen für Stahlbetonquerschnitte. Der erste Typ entspricht konstanten Verhältnissen ρ zwischen den Bewehrungskoeffizienten, der zweite konstanten Summen σ derselben Koeffizienten. Dabei werden die begrenzte Anwendbarkeit des ersten Typs und die Vorteile des zweiten Typs insbesondere bei Querschnittsbemessungen aufgezeigt. Der zweite Typ von Interaktionsdiagrammen wird in zwei Varianten behandelt.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

STUDII PRIVIND EFICIENŢA PROFILELOR AJURATE CU GOLURI CIRCULARE FAŢĂ DE PROFILELE AJURATE CU GOLURI HEXAGONALE ŞI CU PROFILELE LAMINATE DUBLU T

DE

GHEORGHE MERCEA

1. Prezentarea problemei

O problemă deosebit de importantă care se pune în faţa specialiştilor în construcţii metalice, este aceea a găsirii unor soluţii eficiente de realizare a elementelor construcţiilor metalice.

Pe această linie se înscrie şi folosirea profilelor ajurate cu goluri circulare, brevetate ca invenţie cu brevetul 61812/01.02.1975, autori acad. prof. Dan Mateescu şi conf. dr. ing. Gh. Mercea, alături de profilele ajurate cu goluri hexagonale, folosite de mai multă vreme, în locul profilelor laminate dublu T, din care se fabrică profilele ajurate.

În vederea extinderii folosirii profilelor ajurate cu goluri circulare, este necesară studierea eficienţei lor economice în comparaţie cu profilele ajurate cu goluri hexagonale şi cu profilele laminate, care să justifice din punct de vedere economic utilitatea lor în construcţii metalice.

2. Modul de fabricare a profilelor ajurate

Profilele ajurate cu goluri hexagonale se obţin din profilele laminate dublu T. În acest scop se trasează pe inima profilului laminat, o linie în zigzag (fig. 1.a_1) astfel ca distanţa $a=h/3 \ldots h/4$ după care se taie profilul. Se deplasează apoi o parte a profilului obţinut după tăiere cu o jumătate de pas, pînă cînd liniile orizontale de sus şi de jos avînd lăţimea „b" ajung în contact după care cele două părţi se resudează pe lungimea de contact obţinînd în acest fel profilul ajurat cu goluri hexagonale în inimă (fig. 1.a_2).

Pentru obţinerea profilelor ajurate cu goluri circulare se trasează pe inima profilului T un sistem de patru linii orizontale paralele cu axa longitudinală a profilului (fig. 1 b_1).

Liniile exterioare notate cu „1" delimitează înălţimea „a" a profilului T din dreptul golurilor care se alege $a=h/4 \ldots h/6$, iar liniile interioare „2" servesc pentru fixarea poziţiei centrelor „c" a semicercurilor care definesc forma golurilor şi care se trasează tangent la liniile exterioare „1".

Centrele „c" din care se trasează semicercurile „3" se fixează alternativ pe liniile interioare „2" de sus şi de jos, distanţa dintre două centre de pe aceeaşi linie de sus sau de jos fiind egală cu pasul „p" al golurilor, iar dintre două centre alternative de sus şi de jos egală cu jumătate de pas.

După ce se trasează semicercurile „3" avînd centrele alternativ pe liniile „2" de sus şi de jos şi fiind tangente la liniile exterioare „1" de pe partea opusă,

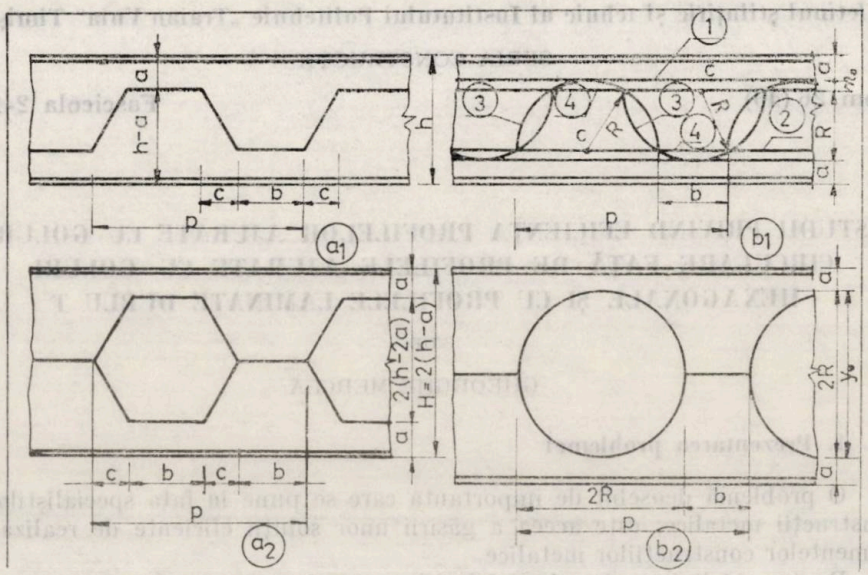


Fig. 1. Modul de obținere al profilelor ajurate.

se taie inima profilului după aceste semicercuri și după coardele „4" care unesc punctele de intersecție a două semicercuri alternative adiacente.

Cele două jumătăți rezultate prin tăiere se resudează pe lungimea coardelor „4" ajunse în contact după ce o parte se deplasează cu o jumătate de pas față de cealaltă, obținîndu-se în acest fel profilele ajurate cu goluri circulare (fig. 1b.2) [1] [2].

3. Domenii în care se recomandă folosirea cu eficiență a profilelor ajurate

Profilele ajurate cu goluri hexagonale sau cu goluri circulare se folosesc în mai multe domenii, la alcătuirea elementelor de construcții metalice solicitate preponderent la încovoiere, la care este pusă în valoare cu eficiență sporită avantajele pe care le prezintă grinzile ajurate în comparație cu cele din profile dublu T din care se fabrică.

Dintre domeniile cu cea mai largă răspîndire în care se folosesc profilele ajurate pot fi enumerate următoarele :

a) La executarea grinzilor pentru planșeele clădirilor etajate unde pe lîngă eficiența economică pe care o prezintă, au și avantajul de loc de neglijat, că permit înglobarea unor conducte pentru diferite instalații, care pot trece prin golurile profilelor ajurate.

b) La alcătuirea riglelor drepte, frînte sau curbe a unor cadre transversale, sau la alcătuirea cadrelor întregi, cu deschideri și încărcări moderate.

c) La executarea grinzilor pentru platforme industriale din interiorul halelor industriale, sau a unor pasarele de circulație care fac legătura între clădirile industriale, precum și a unor pasarele pentru pietoni peste linii ferate sau peste alte căi de comunicație.

d) La realizarea panelor pentru acoperișul halelor industriale.

e) La alcătuirea șasiurilor pentru autovehicule și pentru trailerele folosite la transportul pieselor grele cum sînt prefabricatele de beton armat sau confecțiile metalice.

f) La executarea unor construcții ușoare cum sînt : peroanele de cale ferată, peroanele din stațiile de tramvai, parcajele pentru autovehicule, stațiile de benzină, cabinele pentru dirijarea circulației și altele.

g) Ca urmare a avantajelor pe care le au prin forma mai rațională a golurilor circulare față de cele hexagonale, profilele ajurate cu goluri circulare se recomandă a fi folosite și la executarea grinzilor rulante sau a grinzilor căilor de rulare pentru electropalane sau pentru poduri rulante de capacitate mică.

4. Eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare

În studiile care se fac în general se vorbește tot mai des în ultima vreme de eficiență, aceasta exprimîndu-se în mai multe moduri, dacă se iau ca bază de comparație diverși factori.

În tehnică se studiază în general eficiența economică, care depinde de mai mulți factori.

Unele indicații privind eficiența profilelor ajurate cu goluri hexagonale în comparație cu profilele laminate dublu T, sînt date în literatura tehnică [3].

Pe această linie se înscrie și eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare, folosite la executarea elementelor construcțiilor metalice, care poate fi exprimată luînd ca bază de comparație mai mulți factori de care depinde eficiența economică a acestor profile [3] și [4].

4.1. *Eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare din punctul de vedere al masei pe metru liniar.* Eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare, din punctul de vedere al masei pe metru liniar de profil, se exprimă, comparînd masa pe metru liniar de profil la același moment de inerție al profilelor. Prin ajurarea profilelor înălțimea acestora crește substanțial motiv pentru care momentele de inerție a acestora cresc, sau altfel spus la aceleași momente de inerție, masa pe metru liniar scade, deoarece același moment de inerție se obține cu un profil ajurat, obținut dintr-un profil laminat cu secțiune și masă pe metru liniar mai mică.

În figura 2 este reprezentată variația masei pe metru liniar în funcție de momentul de inerție al profilelor.

Curba „1" reprezintă variația masei pe metru liniar a profilelor laminate dublu T, în funcție de valoarea momentelor de inerție, curba „2" variația masei profilelor ajurate cu goluri hexagonale iar curba „3" variația masei pe metru liniar a profilelor ajurate cu goluri circulare în funcție de momentele de inerție.

Așa cum rezultă din compararea celor trei curbe se observă că masa pe metru liniar a profilelor ajurate este mult mai mică decît a profilelor laminate la același moment de inerție, profilele ajurate cu goluri circulare avînd masa cea mai mică.

În studierea masei pe metru liniar la profilele ajurate considerate în studiu, s-au luat cele mai uzuale profile și anume la profilele ajurate cu goluri hexagonale, înălțimea „a" a profilelor T din dreptul golurilor s-a luat $a = \frac{h}{3} \cdots \frac{h}{4}$ iar la profilele ajurate cu goluri circulare $a \cong \frac{h}{5}$.

În acest caz eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare față de cele cu goluri hexagonale și cu profilele laminate dublu T poate fi exprimată procentual sub forma :

$$e_m = \frac{m_I - m_{ajur}}{m_I} 100\% \qquad (1)$$

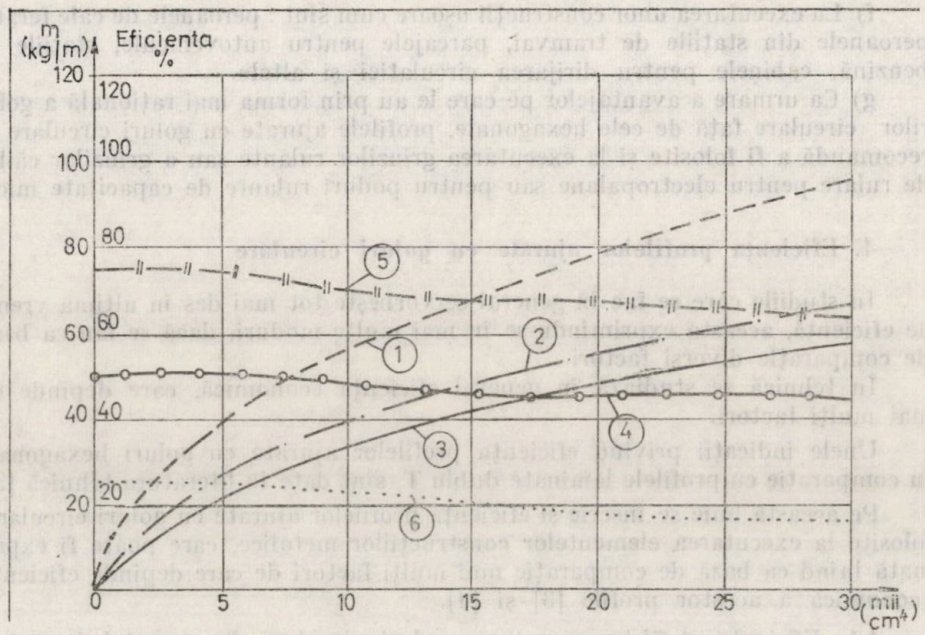


Fig. 2. Comparații între masele profilelor pe metru liniar.

unde e_m reprezintă eficiența referitoare la masa pe metru liniar a profilelor ajurate, m_{ajur} - masa pe metru liniar a profilelor ajurate iar m_I – masa profilului laminat dublu T.

Pe baza acestei relații, a fost calculată pentru comparație eficiența profilelor ajurate cu goluri hexagonale față de profilele laminate dublu T curba „4" a profilelor ajurate cu goluri circulare față de profilele laminate, curba „5" și a profilelor ajurate cu goluri circulare față de cele cu goluri hexagonale, curba „6".

Din analizarea celor trei curbe referitoare la eficiență rezultă că profilele ajurate cu goluri hexagonale sînt mai eficiente economic decît profilele laminate dublu T cu (45...50)%, în timp ce profilele ajurate cu goluri circulare sînt mai eficiente din punct de vedere al masei pe metru liniar la același moment de inerție față de profilele laminate dublu T cu (65...75)%. De asemenea profilele ajurate cu goluri circulare au și o eficiență economică raportată la masa pe metru liniar față de profilele ajurate cu goluri hexagonale ce variază între (15...25)%.

Aceasta arată că prin folosirea profilelor ajurate cu goluri circulare în locul profilelor laminate dublu T, la același moment de inerție, care exprimă implicit faptul că grinzile au aceleași săgeți la încărcări și deschideri egale, masa pe metru liniar, deci consumul de oțel este cu (65...75)% mai mică, ceea ce conduce deci la o mare economie de oțel.

Desigur costul construcțiilor metalice din profile ajurate cu goluri circulare în comparație cu cele din profile laminate dublu T, nu se reduce în aceeași măsură ca și consumul de oțel deoarece o parte din reducerea costului construcțiilor metalice este anulată de costul manoperei și a energiei necesare pentru fabricarea profilelor ajurate din profile laminate. Cu toate acestea reducerea

costului construcțiilor metalice executate din profile ajurate cu goluri circulare, față de cele din profile laminate este de (30...40)% și ea este cu atît mai mare cu cît este mai automatizat procesul de fabricare a profilelor ajurate.

4.2. *Eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare din punctul de vedere al momentelor de inerție.* Eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare și hexagonale față de profilele laminate dublu T, din punct de vedere al momentului de inerție al profilelor întregi, poate fi pusă în evidență dacă se compară momentele de inerție, a profilelor laminate dublu T începînd de la I16 pînă la I40, cu cele ale profilelor ajurate obținute din aceste profile, luîndu-se dimensiunile uzuale descrise la punctul 4.1. pentru profilele ajurate (fig. 3).

Astfel curba „1" (fig. 3) reprezintă variația momentului de inerție a profilelor laminate I.16...I.40 exprimat în mii cm^4, curba „2" pe cea a momen-

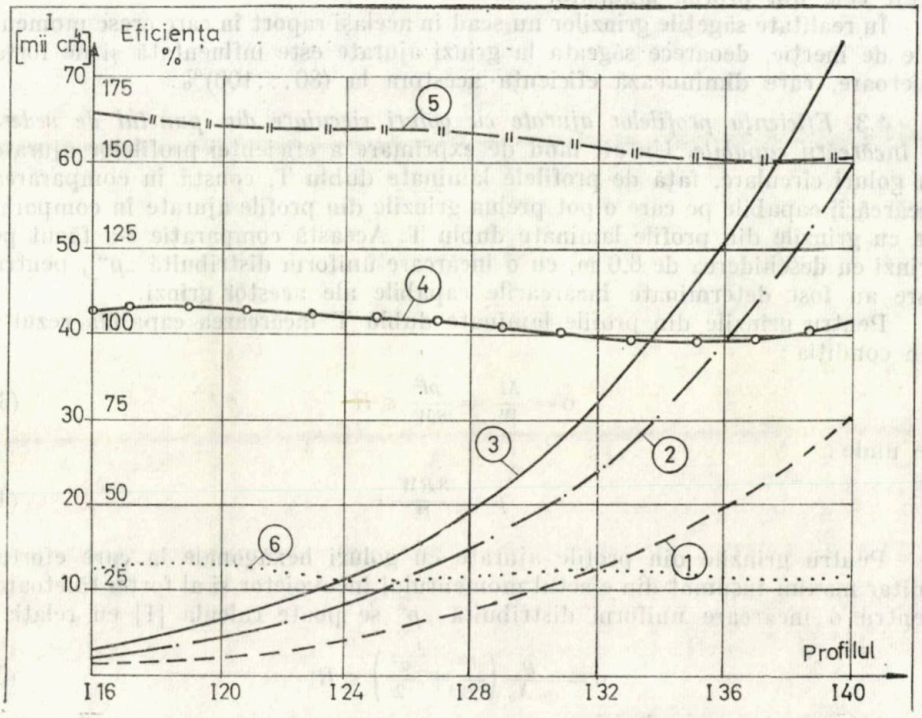


Fig. 3. Comparații între momentele de inerție.

tului de inerție a profilelor ajurate cu goluri hexagonale, iar curba „3" variația momentului de inerție a profilelor întregi din dreptul golurilor, la profilele ajurate cu goluri circulare.

Eficiența profilelor ajurate din punctul de vedere al momentelor de inerție la aceeași masă cu a profilelor laminate din care se fabrică se exprimă procentual sub forma :

$$e_I = \frac{I_{ajur} - I_I}{I_I} 100\% \qquad (2)$$

în care : e_I — este eficiența profilelor ajurate în ce privește momentul de inerție :

I_{ajur} — momentul de inerție a profilului întreg în dreptul golurilor

iar I_I — momentul de inerție a profilelor laminate.

În acest fel au fost reprezentate ; pe curba 4 eficiența profilelor ajurate cu goluri hexagonale, iar pe curba 5 cea a profilelor ajurate cu goluri circulare în comparație cu profilele laminate dublu T, iar pe curba 6 eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare față de cele cu goluri hexagonale (fig. 3).

Analizînd eficiența referitoare la momentele de inerție se constată că profilele ajurate cu goluri circulare au la aceeași masă cu a profilelor laminate dublu T, momente de inerție cu (150...165)% mai mari, și cu (25...30)% mai mari ca a profilelor ajurate cu goluri hexagonale.

Momentele de inerție influențează săgeata grinzilor, care scade prin creșterea acestora, ceea ce înseamnă că la același consum de oțel, grinzile din profile ajurate au deformații mai mici decît cele din profile laminate la grinzi cu aceeași deschidere și încărcare, deci grinzile din profile ajurate sînt mai rigide, decît cele din profile laminate.

În realitate săgețile grinzilor nu scad în același raport în care cresc momentele de inerție, deoarece săgeata la grinzi ajurate este influențată și de forța tăietoare, care diminuează eficiența acestora la (80...100)%.

4.3. *Eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare din punctul de vedere al încărcării capabile.* Un alt mod de exprimare a eficienței profilelor ajurate cu goluri circulare, față de profilele laminate dublu T, constă în compararea încărcării capabile pe care o pot prelua grinzile din profile ajurate în comparație cu grinzile din profile laminate dublu T. Această comparație s-a făcut pe grinzi cu deschiderea de 6,0 m, cu o încărcare uniform distribuită „p" , pentru care au fost determinate încărcările capabile ale acestor grinzi.

Pentru grinzile din profile laminate dublu T încărcarea capabilă rezultă din condiția :

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{pl^2}{8W} \leqslant R \tag{3}$$

de unde :

$$p = \frac{8RW}{l^2} \cdot \tag{4}$$

Pentru grinzile din profile ajurate cu goluri hexagonale la care efortul unitar maxim însumat din efectul momentului încovoietor și al forței tăietoare, pentru o încărcare uniform distribuită „p" se poate calcula [1] cu relația :

$$\sigma = \frac{p}{y_0 A_0}\left(\frac{l^2}{8} + \frac{\alpha^2}{2}\right) \leqslant R \tag{5}$$

se obține încărcarea admisă ;

$$p = \frac{R \cdot y_0 \cdot A_0}{\frac{l^2}{8} + \frac{\alpha^2}{2}} \cdot \tag{6}$$

În cazul grinzilor ajurate cu goluri circulare, efortul unitar maxim însumat din cele două efecte ale momentului încovoietor și a forței tăietoare, dintr-o încărcare uniform distribuită rezultă [2] din relația :

$$\sigma = \frac{p}{2}\left(\frac{\theta l^2}{4y_0} + \frac{\lambda^2 y_0}{\theta}\right) \leqslant R \tag{7}$$

de unde rezultă încărcarea admisă :

$$p = \frac{2R}{\frac{\theta l^2}{4y_0} + \frac{\lambda^2 y_0}{\theta}} = \frac{8Ry_0\theta}{\theta^2 l^2 + 4\lambda^2 y_0^2} \tag{8}$$

în care : R — rezistența de calcul, W — modulul de rezistență a profilului laminat dublu T, l — deschiderea grinzilor, y_0 — distanța între centrele de greutate a profilelor T din dreptul golurilor, A_0 — aria profilului T din dreptul golurilor atît la profile cu goluri hexagonale cît și la cele cu goluri circulare ; α — este o distanță de la mijlocul grinzii la secțiunea unde efortul însumat este maxim și are valoarea $\alpha \cong 0{,}1\ l$, θ este o mărime exprimată în cm^{-2} [2] și are valori cuprinse între 0,03...0,3 funcție de mărimea profilelor ajurate avînd valori cu atît mai mici cu cît profilul este mai mare, iar λ o mărime exprimată de asemenea în cm^{-2} și care are valori cuprinse între 0,2 ... 1,0 funcție tot de mărimea profilelor și avînd la fel valori mai mici pentru profile ajurate mari.

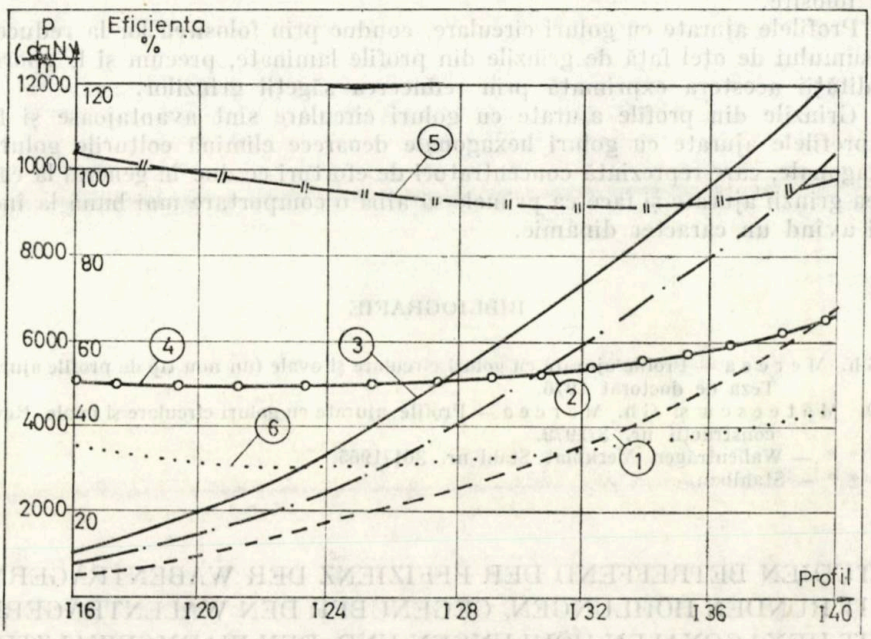


Fig. 4. Comparații între încărcările capabile ale profilelor.

În baza acestor relații au fost calculate pentru diferite profile laminate dublu T încărcările capabile a căror variație este reprezentată în curba „1" (fig. 4), pentru profilele ajurate cu goluri hexagonale în curba „2" și pentru cele cu goluri circulare reprezentată în curba „3".

Calculînd apoi eficiența profilelor ajurate din punct de vedere al încărcării capabile a acestora în comparație cu profilele laminate cu relația :

$$e_p = \frac{p_{ajur} - p_I}{p_I} 100\% \qquad (9)$$

rezultă curba „4" care arată eficiența profilelor ajurate cu goluri hexagonale, curba „5" care înfățișează eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare, ambele raportate la profilul laminat dublu T și curba „6" care prezintă eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare în comparație cu cele cu goluri hexagonale.

Din analiza acestor curbe se poate spune că încărcarea capabilă pe care o poate suporta o grindă din profile ajurate cu goluri circulare este mai mare cu (95...105)% decît cea a grinzilor din profile laminate dublu T și cu (30... ...40)% decît cea a grinzilor din profile ajurate cu goluri hexagonale.

Aceasta pune în evidență faptul că încărcările pe care le pot suporta grinzile din profile ajurate sînt mult mai mari decît cele pe care le poate suporta o grindă cu aceeași deschidere realizată din profile laminate dublu T cu aceeași masă.

5. Concluzii

Studiile referitoare la eficiența profilelor ajurate cu goluri circulare, în comparație cu profilele laminate din care se fabrică si cu profilele ajurate cu goluri hexagonale, scot în evidență faptul că folosirea profilelor ajurate cu goluri circulare poate aduce importante avantaje economice care le recomandă a fi folosite.

Profilele ajurate cu goluri circulare, conduc prin folosirea lor la reducerea consumului de oțel față de grinzile din profile laminate, precum și la sporirea rigidității acestora exprimată prin reducerea săgeții grinzilor.

Grinzile din profile ajurate cu goluri circulare sînt avantajoase și față de profilele ajurate cu goluri hexagonale deoarece elimină colțurile golurilor hexagonale, care reprezintă concentratori de eforturi ce duc în general la capotarea grinzii ajurate și face ca primele să aibă o comportare mai bună la încărcări avînd un caracter dinamic.

BIBLIOGRAFIE

1. Gh. Mercea — Profile ajurate cu goluri circulare și ovale (un nou tip de profile ajurate), Teza de doctorat 1976.
2. D. Mateescu și Gh. Mercea — Profile ajurate cu goluri circulare și ovale, Revista construcții nr. 3/1979.
3. * * * — Wabenträger. Merkblat Stahl nr. 361/1965.
4. * * * — Stahlbau.

STUDIEN BETREFFEND DER EFFIZIENZ DER WABENTRÄGERN MIT RUNDEN HÖHLUNGEN, GEGENÜBER DEN WALENTRÄGERN MIT HEXAGONALEN HÖHLUNGEN UND DEN WARMGEWALZTEN DOPPEL – T – PROFILEN

ZUSAMMENFASSUNG

Die Arbeit macht einige Vergleiche und unterstreicht die Wirtschaftlichkeit der Wabenträgern mit runden Höhlungen, gegenüber den Wabenträgern mit hexagonalen Höhlungen und den gleichartigen Doppel – *T* – Profilen, aus denen diese erzeugt werden.

Die Effizienz dieser Wabenträgern mit runden Höhlungen (Patent 61812/01. 02.1975) wird aus mehreren Standpunkten studiert : Stahlverbrauch, Grösse des Trägheitsmoments und der Tragfähigkeit ; die Ergebnisse sind in Bild 2, 3, 4 eingetragen.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

CONSOLIDAREA TERENURILOR SLABE CU PLOTURI ŞTANŢATE PRIN VIBROPRESARE

DE

MARIN PĂUNESCU, MARIN MARIN

1. Tehnica realizării ploturilor ştanţate prin vibropresare

Tehnologia de realizare a ploturilor ştanţate prin vibropresare a fost experimentată şi aplicată la execuţia unor blocuri de locuinţe din zona Spitalului Judeţean din Timişoara. *

Realizarea ploturilor cuprinde următoarele faze tehnologice (fig. 1):

I. *pregătirea suprafeţei de ştanţare*; în situaţia că ploturile se execută în terenuri necoezive şi argiloase cu umiditate ridicată, sau saturate, la suprafaţă se va aşterne o umplutură de pământ argilos cu grosimea de 0,5 - 0,8 m aflată la umiditatea optimă de compactare (1);

II. *ştanţarea gropii*; aceasta constă din introducerea în teren, prin vibropresare, a unui mai greu (mandrină) din beton armat (4);

III. *îndesarea materialului din corpul plotului*; se realizează prin reducerea procesului de vibropresare după ce groapa ştanţată a fost umplută cu balast sau alt material granular (zgură, steril de mină, conglomerat, etc.);

IV. *formarea finală a plotului*; se obţine prin completarea cu balast sau alt material granular a spaţiului obţinut după prima îndesare şi compactarea acestuia tot prin vibropresare.

Maiul folosit este confecţionat din beton de marcă B 250 armat cu oţel beton PC 52. Are forma unui trunchi de piramidă alungit. La partea inferioară suprafaţa este un pătrat cu latura de 40 cm, la partea superioară suprafaţa este dreptunghiulară cu dimensiunile de 60×80 cm, iar înălţimea de 190 cm. La capătul superior este prevăzut cu flanşe pentru fixare de vibratorul agregatului de vibropresare „AVP-1" [2]. Dimensiunile maiului greu, în special, lungimea pot fi mărite funcţie de grosimea stratului de teren slab ce urmează a fi consolidat. Greutatea maiului este de 15 kN.

Agregatul de vibropresare „AVP-1" echipat cu dispozitiv de ştanţare (maiul greu) este prezentat în fig. 2 şi fig. 3.

La înfigerea maiului se formează în teren locaşul plotului.

Stratul din pământ coeziv aşezat la suprafaţă în procesul de ştanţare, pătrunde în jos şi lateral, realizînd un înveliş îndesat din pământ coeziv [7] (fig. 1), care menţine forma gropii şi împiedică pătrunderea apei (apa din teren ocoleşte bulbul format prin compactare).

Observaţiile făcute pe amplasamentul blocurilor realizate în Timişoara, unde ştanţarea s-a făcut în nisip fin saturat, au pus în evidenţă faptul că apa pătrunde în groapă după 2–3 ore de la execuţie, iar forma iniţială nu s-a

* Executant TCM Timişoara, Grupul de şantiere nr. 1

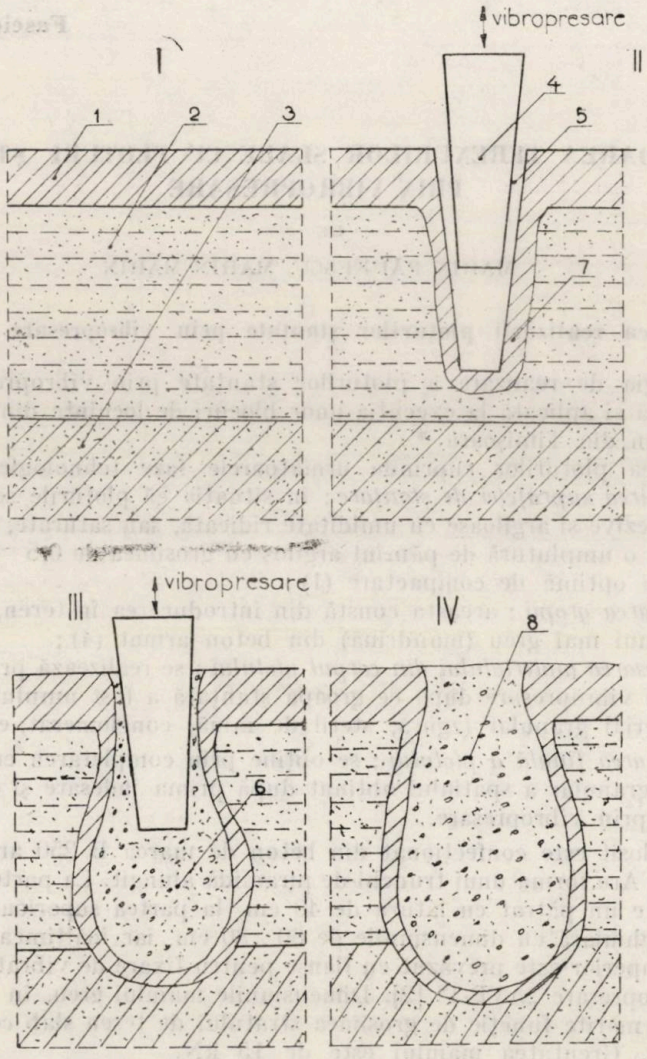


Fig. 1. Fazele tehnologice de execuţie a ploturilor ştanţate.
I — pregătirea suprafeţei de ştanţare ;
II — ştanţarea gropii ;
III — îndesarea materialului din corpul plotului ;
IV — forma finală a plotului.
1 — umplutură de pămînt coeziv ; 2 — terenul slab de fundare (argile slab consistente, nisipuri fine, umpluturi neomogene, lőess) ; 3 — teren bun de fundare ; 4 — mai greu din beton armat sub formă de trunchi de piramidă ; 5 — groapă ştanţată ; 7 — zonă impermeabilă din pămînt coeziv ; 6 — bulb realizat la îndesarea materialului de umplutură ; 8 — plot din balast.

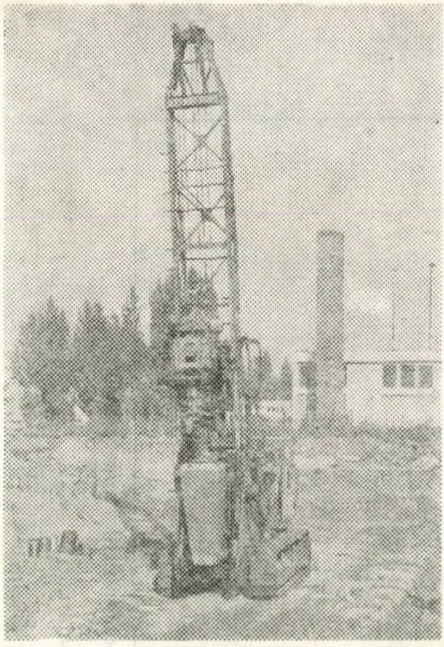


Fig. 2. Agregatul de vibropresare „AVP-1" echipat cu maiul greu.

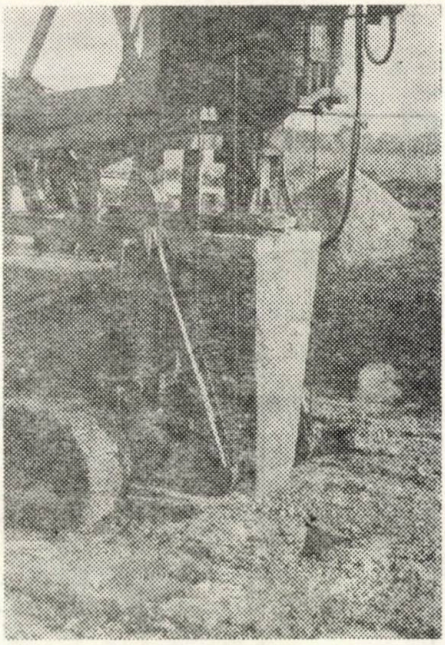


Fig. 3. Detaliu echipament mai greu.

schimbat după 52 de oare. Stratul din pămînt coeziv, provenit din umplutura existentă a avut grosimea de cca 50 cm.

Prin îndesarea balastului în groapa ştanţată are loc o refulare în adîncime şi lateral, fapt ce produce compactarea unui volum apreciabil din terenul slab.

În această tehnologie se pot executa ploturi cu distanţa între feţe de 60 cm (interax de 120 cm). Executarea la o distanţă mai mică produce refularea ploturilor învecinate către suprafaţa terenului. Se pot executa ştanţări şi lîngă clădirile existente, reuşindu-se apropierea de 100 cm faţă de fundaţia veche. Vibraţiile produse nu afectează rezistenţa şi stabilitatea construcţiilor existente.

Volumul de balast introdus în corpul unui plot, pentru dimensiunile menţionate este de 1,2 m^3.

Timpul de realizare, cuprinzînd toate fazele tehnologice, este de 12–15 min. Ştanţarea numai a gropii durează 2–3 min, funcţie de natura terenului.

Introducerea în gropile ştanţate a materialului necoeziv (nisip, pietriş, piatră spartă) sau pămînt cu umiditate optimă de compactare, permite mărirea capacităţii portante şi reducerea tasării fundaţiilor.

Presiunea de calcul poate să atingă valori cuprinse în intervalul 2,5–3,0 daN/cm^2.

Îmbunătăţirea caracteristicilor mecanice ale terenului de fundare, în care s-au executat ploturi, este pusă în evidenţă de către diagramele de penetrare din fig. 4.

S-au efectuat penetrări dinamice uşoare martor înainte de ştanţare (în teren natural), penetrări dinamice uşoare de control în groapa ştanţată şi între ploturile din balast. A fost utilizat penetrometrul dinamic uşor cu următoarele caracteristici: masa berbecului 10 kg, înălţimea de cădere 50 cm, suprafaţa conului 10 cm^2.

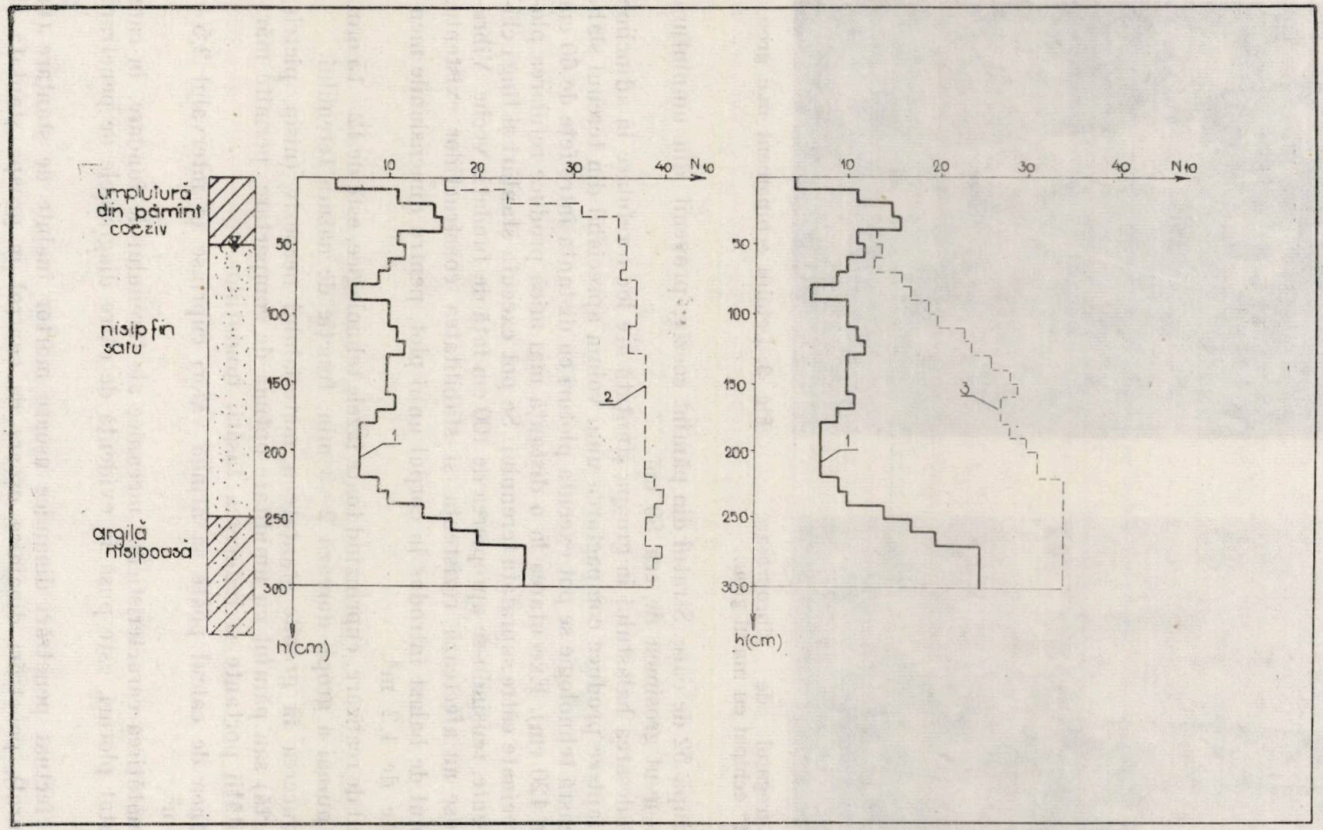


Fig. 4. Testarea terenului consolidat prin penetrări dinamice ușoare.

a) 1 — penetrare martor în teren natural ;
2 — penetrare de control în plotul executat din balast.

b) 1 — penetrare martor în teren natural ;
2 — penetrare de control între ploturile executate din balast.

Din analiza diagramelor de penetrare martor și control rezultă o bună compactare a terenului atît în adîncime cît și lateral. Numărul de lovituri pentru o pătrundere în teren a conului pe adîncimea de 10 cm (N_{10}) a crescut sub cota ștanțată de mai, de la 7–25 lovituri în teren natural, la 36–40 lovituri în teren consolidat (fig. 4 a). Între ploturi, numărul de lovituri (N_{10}) a crescut, în medie, de la 7–12, în teren natural, la 20–30 în teren consolidat (fig. 4 b). Aceasta pune în evidență refularea în lateral a balastului îndesat cu maiul.

În cazul că în groapa ștanțată se introduce beton simplu sau beton armat se realizează elemente portante numite ploturi din beton sau micropiloți.

În terenurile necoezive, introducerea maiului prin vibropresare, va produce o compactare în adîncime și lateral, putînd fi folosit pentru îmbunătățirea terenurilor nisipoase cu potențial de lichefiere în timpul cutremurelor. În această situație nu mai este necesar material de aduos.

În interesul teoriei se consideră necesare noi cercetări pentru a clarifica influența formei maiului asupra procesului de îndesare a pămîntului; influența compoziției granulometrice a materialului îndesat privind evoluția tasărilor în timp; distribuția densității și umidității pămîntului din jurul gropii ștanțate.

2. Exemplu de realizare a ploturilor ștanțate prin vibropresare pentru înlocuirea pernelor din balast

Noua tehnologie de îmbunătățire a terenurilor slabe pentru construcții a fost aplicată pentru prima dată pe amplasamentul blocurilor 88 și 89 din Zona Spitalului Județean din Timișoara, prevăzute inițial a se funda pe pernă din balast.

Structura blocurilor a fost alcătuită din diafragme tip fagure, realizate din panouri mari. Fundațiile sînt alcătuite din tălpi continue prefabricate și elevații din panouri mari monostrat.

Soluția de prefabricare a infrastructurii a fost concepută și proiectată de către Catedra de drumuri și fundații în colaborare cu T.C.M. Timișoara [3].

Stratificația din amplasament a fost alcătuită din umplutură neomogenă (groapă umplută cu excesul de pămînt și resturi de materiale de la diverse construcții din zonă), cu grosimea de 1–1,5 m, urmată de un nisip fin argilos saturat de 1,5–2,0 m grosime și nisip fin argilos cafeniu cu caracteristici fizico-mecanice bune.

Varianta inițială a proiectului de execuție prevedea fundarea directă (talpă monolită și elevații prefabricate) pe pernă din balast cu grosimea de 1,2 m, executată sub nivelul apei subterane.

Această soluție se impunea datorită stratului de nisip fin argilos saturat cu apă, susceptibil de lichefiere în timpul cutremurelor.

Volumul considerabil de lucrări (săpături, epuismente, balast, turnări de beton) a impus consolidarea stratului din nisip fin argilos saturat, cu ploturi din balast executate în gropi ștanțate prin vibropresare.

Tehnologia de consolidare a terenului cu ploturi ștanțate a cuprins următoarele etape:

– execuția unei săpături generale pînă la cota –2,45 m (a rămas un strat de umplutură din pămînt slab coeziv de cca 50 cm, deasupra stratului din nisip fin argilos saturat cu apă) reprezentînd cota tălpii fundației;

– realizarea ploturilor din balast ștanțate prin vibropresare cuprinzînd fazele prezentate la fig. 1;

– realizarea infrastructurii (execuția fundațiilor prefabricate).

Tabelul 1

Indici tehnico-economici

Nr. crt.	Consumuri	U.M.	Soluție veche	%	Soluție nouă	% față de soluția veche	Diferențe %
1	Săpătură mecanică	100 mc	553,0	100	246,8	45,0	55,0
2	Epuismente	mii lei	15,0	100	0,0	0,00	100,0
3	Balast	mc	306,2	100	110,0	36,0	64,0
4	Timpul de execuție	zile	8,0	100	4,0	50,0	50,0
5	Valoare lucrări	mii lei	53,2	100	39,0	73,30	26,7

În tabelul 1 se prezintă principalii indicatori tehnico-economici obținuți prin aplicarea noii soluții de îmbunătățire a terenurilor slabe, ploturi ștanțate prin vibropresare, comparativ cu varianta veche (pernă din balast).

Analizînd datele din tabelul 1 se evidențiază eficiența economică a soluției noi, care față de varianta veche, conduce la : reducerea volumului de săpătură mecanică cu 55% ; eliminarea completă a epuismentelor ; scăderea volumului de balast cu 64% ; micșorarea timpului de execuție cu 50% (la jumătate) ; prețul de cost a scăzut cu 26,7%.

3. Concluzii finale

Eficiența rezultată din rapiditatea mare de execuție (exemplu 40 ploturi în 8—10 ore) ; simplitatea și siguranța tehnologiei de execuție (reduce volumul de săpături, terasamente, evită epuismentele etc.) ; economia de materiale și cost redus față de fundarea indirectă cu piloți sau pe pernă din balast (se obțin reduceri ale valorii din investiție pentru infrastructură de cca 25% — 30%), scurtîndu-se mult perioadele de execuție, în același timp se mărește gradul de industrializare al lucrărilor cotei „zero" etc., duc la concluzia finală că metoda este deosebit de avantajoasă și se recomandă a fi folosită.

BIBLIOGRAFIE

1. Krutov, V. I., Tabinovici, Filatov, — Fundamenti v vitrambovanih kotlovanah na vodonasîșenih glinictih gruntoh. Osnovania, „Funsamenti i Mechanika Gruntov" U.R.S.S., 5/1980, pag. 9—11.
2. Păunescu, M.— Tehnica în realizarea fundațiilor. Editura Facla, Timișoara, 1979.
3. Păunescu, M., Ciomocos, T., Gîdea, A., Marin, M., Koreck, I. — Execuția și încercarea unui bloc experimental de locuințe cu infrastructura prefabricată. „Revista Construcții" nr. 7, București, 1980.

CONSOLIDATION OF WEAK GROUNDS WITH COLUMNS PUNCHED BY VIBROPRESSING

SYNOPSIS

The work present a new technology of consolidation of weak grounds with ballast columns punched by vibropressing. Using a ram with weight of 1,5 t as a frustum of pyramid oblong actioned by vibropressing with „AVP-1". The new technology is usefull for clays consolidation with low substantial's coefficient (I_c<0,5), dusts clayey, löess, unomogeneous grounds, aerated sands etc.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

ECUAŢIA ENERGIEI DE INTERACŢIUNE DINTRE DOI DISPERSOIZI ÎN CÎMP HIDROSONIC STAŢIONAR ŞI MEDIUL DE DISPERSIE LICHID (APA)

DE

MIRCEA P.C. PĂCURARIU

Descrierea fenomenului de agregare în cîmp gravitaţional s-a prezentat de Stokes, considerînd că dispersoizii, cu acelaşi diametru sînt sferici, se găsesc la distanţă apropiată între ei iar $Re \leqslant 1$.

Pentru necesităţi tehnologice ulterioare, diferiţi cercetători au prezentat alte relaţii teoretice-experimentale privind agregarea dispersoizilor în cîmp gravitaţional şi eventual şi hidrodinamic, în unele cazuri şi sub influenţa unor coagulanţi chimici [2].

În cele ce urmează se analizează condiţiile de agregare a doi dispersoizi sferici de diametre diferite sau egale, avînd densităţi diferite sau egale, în cîmp gravitaţional, hidrodinamic ($Re \leqslant 1$) şi ultrasonic.

Analiza valabilităţii ipotezelor de bază, pentru dispersoizi avînd densităţi şi temperaturi uzuale şi în cazul $Re=1$, confirmă că ipotezele sînt valabile pentru [2]:

– $d \leqslant 10^5$ Å, particulele avînd $d > 10^5$ Å jucînd rolul unor centrii de ciocnire imobili;

– frecvenţa de lucru $f \leqslant 23,2$ kHz.

Pentru evidenţierea fenomenului de agregare a doi dispersoizi este necesar să se determine:

- viteza relativă sub influenţa şi a unui cîmp hidrosonic;
- probabilitatea de ciocnire dintre dispersoizi;
- viteza de ciocnire a dispersoizilor şi în final:
- energia de interacţiune dintre dispersoizi.

Din condiţia ca viteza relativă $\vec{v}_r$ pe suprafaţa superficială a dispersoizilor să fie uniformă (cu o eroare de max. 1%), rezultă ecuaţia criterială:

$$\operatorname{tg} \frac{k \cdot d}{2} \leqslant 5 \cdot 10^{-3} \leqslant 10^{-2} \tag{1}$$

care condiţionează în cazul cîmpurilor ondulatorii, posibilitatea de a considera un dispersoid, ca un punct material. Folosind analogia dintre mişcarea forţată a unui punct material şi mişcarea fortaţă a unui dispersoid în mediul lichid, se poate scrie [1].

Ecuaţiile de oscilaţie ale mediului de dispersie (lichid):

$$y = A \cdot \cos(\omega \cdot t - k \cdot x) \tag{2}$$

$$v = v_{max} \sin(\omega \cdot t - kx - \varphi'_p) \tag{3} \text{ şi}$$

ecuațiile de oscilație ale dispersoidului :

$$y_p = A_p \cos(\omega t - kx - \varphi_p) \tag{4}$$

$$v_p = v_{pmax} \sin(\omega t - k \cdot x - \varphi'_p) \tag{5}$$

$$\varphi'_p = \frac{\pi}{2} - \operatorname{arc\,tg} \frac{18}{\rho_p \cdot d_p^2 \cdot \omega} \cdot \tag{6}$$

Evidențierea efectului de antrenare a particulelor reiese mai bine din raportul amplitudinilor particulelor A_p respectiv a particulelor mediului de dispersie (apa)

(efect minim) $0 < A_p/A < 1$ (efect maxim) (7)

ca și din :

(efect minim) $\frac{\pi}{2} > \varphi' > 0$ (efect maxim)

Se constată că efectul de antrenare în mișcarea oscilatorie a particulelor suspendate în mediul de dispersie [apa], este puternic influențat, invers proporțional cu diametrul d^2, și în mai mică măsură de densitate și de frecvență.

Explicitarea condițiilor de ciocnire, rezultă din condiția de ciocnire, dată de distanța l dintre doi dispersoizi :

$$l \leqslant 18\eta \sqrt{Q_1 + Q_2 - R_1} \cdot A + \frac{d_1 + d_2}{2} \tag{8}$$

unde s-au notat prin :

$$Q_1 = \frac{1}{(\varphi_{p1} \cdot d_1^2 \cdot \omega)^2 + (18\eta)^2} \tag{8'}$$

$$Q_2 = \frac{1}{(\varphi_{p2} d_2^2 \cdot \omega)^2 + (18\eta)^2} \tag{8''}$$

$$R_1 = -2 \frac{\cos\left[\operatorname{arctg} \frac{18\eta}{\rho_{p2} \cdot d_2^2 \cdot \omega} - \operatorname{arctg} \frac{18\eta}{\rho_{p1} d_1^2 \cdot \omega}\right]}{\sqrt{1/Q_1} \cdot \sqrt{1/Q_2}} \cdot \tag{8'''}$$

Probabilitatea de ciocnire a doi dispersoizi, datorită cîmpului hidroacustic rezultă din expresia :

$$P_{1,2} = \frac{v_{cf2} \cdot N_{p2}}{v} \cdot \tag{9}$$

Este evident că :

$$v_{cf2} \cdot N_{p2} \leqslant v \qquad 0 \leqslant P_{1,2} \leqslant 1 \tag{10}$$

și că atunci cînd intensitatea acustică I :

$$I \to P_{1,2} \to 0 \tag{10'}$$

$$I = 0 \quad P_{1,2} = 0 \tag{10''}$$

Ţinînd seama de ecuaţiile (1...9), ca şi de timpul de ciocnire t_c:

$$t_c = \frac{1}{\omega}\left[\arccos\frac{l-\frac{d_1+d_2}{2}}{A_p} + \varphi_p\right] \tag{11}$$

iar:

$$\varphi_p = \operatorname{arc\,tg}\frac{A_{p1}\cos\left[kx - \operatorname{arctg}\frac{9\cdot\eta}{\pi\cdot\rho_{p1}d_1^2\cdot f}\right] - A_{p2}\cos\left[kx - \operatorname{arctg}\frac{9\cdot\eta}{\pi\cdot\rho_{p2}d_2^2\cdot f}\right]}{A_{p2}\sin\left[kx - \operatorname{arctg}\frac{9\eta}{\pi\cdot\rho_{p2}d_2^2\cdot f}\right] - A_{p1}\sin\left[kx - \operatorname{arctg}\frac{\eta\pi}{\pi\cdot\rho_{p1}d_1^2\cdot f}\right]} \tag{12}$$

şi:

$$v_{pmax} = \omega\cdot A_p \tag{13}$$

Rezultă vitezele absolute de ciocnire datorită vibraţiilor acustice în cazul a două particule:

$$v_{p1} = v_{p1max}\cos\left[\omega t - kx + \operatorname{arctg}\frac{9\eta}{\pi\cdot\rho_{p1}\cdot d_1^2\cdot\varphi}\right] \tag{14}$$

$$v_{p2} = v_{p2max}\cos\left[\omega t - kx + \operatorname{arc\,tg}\frac{9m}{\pi\cdot\rho_{p2}\cdot d_2^2\cdot f}\right] \tag{15}$$

cu observaţia că t_c se impune funcţie de l şi frecvenţa f se alege ca să fie optimă [1, 2].

Folosind principiul conservării impulsului, rezultă în final:

Ecuaţia de interacţiune dintre doi dispersoizi în urma agregării lor ΔE_c:

$$\Delta E_c = \frac{1}{2}\left[m_{p1}v_{p1}^2 + m_{p2}v_{p2}^2 - \frac{(m_{p1}v_{p1} + m_{p2}v_{p2})^2}{m_{p1} + m_{p2}}\right] \tag{16}$$

iar masele particulelor m_{p1}, m_{p2} sînt:

$$m_{p1} = \frac{\pi\cdot d_1^3}{6}\rho_{p1} \quad m_{p2} = \frac{\pi\cdot d_2^3}{6}\rho_{p2} \tag{17}$$

Atunci cînd: $\Delta E_c \geq E_{bar}$, energia de interacţiune globală, se poate produce agregarea.

Stabilirea domeniilor optime de agregare sau dimpotrivă de dispersie ca şi a unei legi privind agregarea a doi şi apoi a mai multor dispersoizi se tratează statistic cu ajutorul calculului programat şi se verifică prin experimente de hidrosoluri prefabricate.

BIBLIOGRAFIE

1. Păcurariu P. C. Mircea „Studiu şi proiectarea unei instalaţii de filtrare în cîmp ultrasonor", ses. I.P.T.V.T. mai 1977.
2. Păcurariu P. C. Mircea „Contribuţii la problema limpezirii apelor superficiale prin metoda ultrasunetelor". Teză de doctorat, I.P.T.V.T., 1979.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara
SERIA CONSTRUCŢII
Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

ASPECTE PRIVIND DETERMINAREA STĂRII DE EFORTURI UNITARE ÎN BARAJELE DE GREUTATE DIN BETON DE MARE ÎNĂLŢIME

DE

M. BÂLĂ, GH. POPA, M. ION, GH. LAZĂR

Bazate pe teoria elasticităţii, majoritatea lucrărilor de specialitate referitoare la calculul barajelor din beton, iau în considerare ca încărcări, greutatea proprie, presiunea hidrostatică şi subpresiunea [1, 2]. Radu Prişcu [3], studiază efectul unui cutremur (în ipoteza acţiunii statice), în cazul unui baraj cu paramentul amonte vertical. În cadrul lucrării de faţă se studiază un profil triunghiular cu ambele paramente înclinate (fig. 1, a), având vîrful situat la nivelul

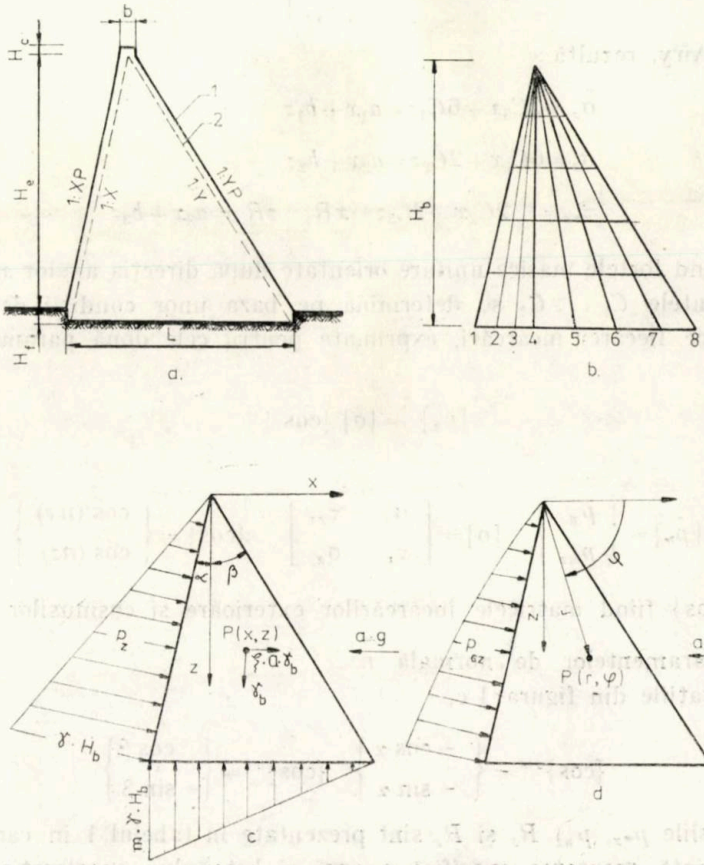


Fig. 1.
a) Profil real ; b) Profil de calcul.

înălțimii maxime a apei din lac ($H_B = H_r + H_f$, deasupra tălpii de fundație), la jumătatea lățimii coronamentului. Studiul stării de tensiune este condus în sistemul cartezian de axe (fig. 1, c) pentru încărcările : greutate proprie, presiune hidrostatică, inerția barajului la cutremur (efectul subpresiunii fiind introdus prin comparație cu metoda elementară) și în sistemul polar de axe (fig. 1, d) pentru încărcarea dată de inerția lacului la cutremur (considerată ca avînd o distribuție parabolică).

Sistemul cartezian de axe

Alegînd următoarea funcție de tensiune :

$$F(x, z) = C_1x^3 + C_2x^2z + C_3xz^2 + C_4z^3 + C_5x^2 + C_6z^2 + C_7xz + C_8x + C_9z + C_{10}$$

și ținînd cont de faptul că pentru $x = z = 0$, $\sigma_x = \sigma_z = \tau_{xz} = 0$ și de relațiile de dependență dintre vectorul-matrice

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix}$$

și funcția Airy, rezultă :

$$\sigma_x = 2C_3x + 6C_1z = a_1x + b_1z$$

$$\sigma_z = 6C_1x + 2C_2z = a_2x + b_2z$$

$$\tau_{xz} = -2C_2x - 2C_3z - xR_z - zR_x = a_3x + b_3z$$

R_x și R_z fiind forțele masice unitare orientate după direcția axelor x și z.

Constantele $C_1 \ldots C_4$ se determină pe baza unor condiții de margine caracteristice fiecărei încărcări, exprimate pentru cele două paramente prin relațiile :

$$\{p_n\} = [\sigma]\{\cos\}$$

în care :

$$\{p_n\} = \begin{Bmatrix} p_{nx} \\ p_{nz} \end{Bmatrix} \quad [\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{zx} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad \{\cos\} = \begin{Bmatrix} \cos(nx) \\ \cos(nz) \end{Bmatrix}$$

$\{p_n\}$ și $\{\cos\}$ fiind matricele încărcărilor exterioare și cosinusilor directori' aferente paramentelor de normală $\vec{n}$

Cu notațiile din figura 1 c,

$$\{\cos\}^{am} = \begin{Bmatrix} -\cos\alpha \\ -\sin\alpha \end{Bmatrix} \quad \{\cos\}^{av} = \begin{Bmatrix} \cos\beta \\ -\sin\beta \end{Bmatrix}$$

Expresiile p_{nx}, p_{nz}, R_x și R_z sînt prezentate în tabelul 1 în care γ, γ_b, a și ξ reprezintă greutatea specifică a apei și betonului, accelerația seismică relativă și coeficientul de interacțiune baraj-teren de fundație.

Tabelul 1

Încărcarea	P_{nx}	p_{nz}	R_x	R_z
greutate proprie	0	0	0	γ_b
presiune hidrostatică	$\gamma \cdot z \cdot \cos\alpha$	$\gamma \cdot z \cdot \sin\alpha$	0	0
inerție baraj	0	0	$\xi \cdot a \cdot \gamma_b$	0

Cele 4 condiții de margine impuse încărcării „presiune hidrostatică" conduc la sistemul matriceal:

$$\begin{bmatrix} 0 & 2X^2 & -4X & 6 \\ -6X^2 & 4X & -2 & 0 \\ 0 & 2Y^2 & 4Y & 6 \\ 6Y^2 & 4Y & 2 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{Bmatrix} \Rightarrow [K]\{C\} = \{TL\}$$

$$\{C\} = [K]^{-1}\{TL\}$$

cu observația că matricea coeficienților acestui sistem rămîne neschimbată și pentru încărcările „greutate proprie" și „inerție baraj". Caracterizînd geometria profilului de calcul, va fi numită matrice de rigiditate a barajului.

Componentele matricei $\{TL\}$ în cazul celor trei încărcări sînt redate în tabelul 2.

Tabelul 2

Încărcarea	A	B	C	D
greutate proprie	$-\gamma_b \cdot X^2$	$-\gamma_b \cdot X$	$-\gamma_b \cdot Y^2$	$-\gamma_b \cdot Y$
presiune hidrostatică	$-\gamma$	$-\gamma \cdot X$	0	0
inerție baraj	$\xi \cdot a \cdot \gamma_b \cdot X$	$\xi \cdot a \cdot \gamma_b$	$-\xi \cdot a \cdot \gamma_b \cdot Y$	$-\xi \cdot a \cdot \gamma_b$

Cumulînd efectul acestor încărcări și a subpresiunii și notînd:

$$S = X + Y \qquad D = X - Y \qquad P = XY$$

relațiile generale de calcul ale coeficienților a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3, sînt:

$$a_1 = \gamma_b \frac{P \cdot D}{S^2} + \gamma \frac{P(2 - P + Y^2)}{S^3} - m\gamma \frac{X^2}{S} - a\xi\gamma_b \frac{S^2 - 2P}{S^2}$$

$$b_1 = -2\gamma_b \frac{P^2}{S^2} - \gamma \frac{Y^2(Y + 3X - 2PX)}{S^3} + m\gamma \frac{PX}{S} + a\xi\gamma_b \frac{P \cdot D}{S^2}$$

$$a_2 = -\gamma_b \frac{D}{S^2} - \gamma \frac{2 - 3P - X^2}{S^3} - m\gamma \frac{1}{S} - 2a\xi\gamma_b \frac{1}{S^2}$$

$$b_2 = -\gamma_b \frac{S^2-2P}{S^2} - \gamma \frac{D+2P+Y}{S^3} + m\gamma \frac{Y}{S} - a\xi\gamma_b \frac{D}{S^2}$$

$$a_3 = -2\gamma_b \frac{P}{S^2} + \gamma \frac{D+2P+Y}{S^3} + m\gamma \frac{X}{S} + a\xi\gamma_b \frac{D}{S^2}$$

$$b_3 = -\gamma_b \frac{P \cdot D}{S^2} - \gamma \frac{P(2-P+Y^2)}{S^3} - m\gamma \frac{P}{S} - a\xi\gamma_b \frac{2P}{S^2}$$

m, fiind coeficientul de reducere a subpresiunii.

Sistemul polar de axe.

Funcţia de tensiune adoptată este :

$$F = r^{n+2} [A \cos (n+2) \varphi + B \sin (n+2) \varphi + C \cos n\varphi + D \sin n\varphi]$$

Pe baza condiţiilor de margine :

– parament amonte :

$$\left(\varphi = \frac{\pi}{2} + \alpha\right) \quad \sigma_\varphi = -p_n \text{ şi } \tau_{r\varphi} = 0$$

– parament aval :

$$\left(\varphi = \frac{\pi}{2} - \beta\right) \quad \sigma_\varphi = 0 \text{ şi } \tau_{r\varphi} = 0$$

$$(p_n = aC_p \sqrt{H_B} \cos^{5/2}\alpha \sqrt{r} = k\sqrt{r},$$

ipoteza Westergaard-Nepetvaridze) se ajunge la:

$$\sigma_r = r^{1/2}\left[-\frac{15}{4} A \cos\frac{5}{2}\varphi - \frac{15}{4} B \sin\frac{5}{2}\varphi + \frac{9}{4} C \cos\frac{\varphi}{2} + \frac{9}{4} D \sin\frac{\varphi}{2}\right]$$

$$\sigma_\varphi = \frac{15}{4} r^{1/2}\left[A \cos\frac{5}{2}\varphi + B \sin\frac{5}{2}\varphi + C \cos\frac{\varphi}{2} + D \sin\frac{\varphi}{2}\right]$$

$$\tau_{r\varphi} = \frac{3}{2} r^{1/2}\left[\frac{5}{2} A \sin\frac{5}{2}\varphi - \frac{5}{2} B \cos\frac{5}{2}\varphi + \frac{C}{2}\sin\frac{\varphi}{2} - \frac{D}{2}\cos\frac{\varphi}{2}\right]$$

σ_r, σ_φ şi $\tau_{r\varphi}$, fiind componentele matricei-vector :

$$\{\sigma\}_{polar} = \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\varphi \\ \tau_{r\varphi} \end{Bmatrix}$$

coeficienţii A, B, C, D rezultînd în urma rezolvării sistemului bazat pe condiţiile de margine de mai sus.

Pentru a putea exprima eforturile unitare create de inerţia lacului la cutremur în sistemul cartezian de axe, în fiecare punct de calcul se aplică relaţia matriceală :

$$\{\sigma\}^P_{cart} = [Rot]\ \{\sigma\}_{polar}$$

în care [*Rot*], matricea de rotaţie are expresia :

$$[Rot]=\begin{bmatrix} \cos^2\varphi & \sin^2\varphi & -\sin 2\varphi \\ \sin^2\varphi & \cos^2\varphi & \sin 2\varphi \\ \frac{\sin 2\varphi}{2} & -\frac{\sin 2\varphi}{2} & \cos 2\varphi \end{bmatrix}$$

astfel că eforturile unitare rezultante, în cazul mai multor tipuri de încărcări sînt date de relaţia :

$$\{\sigma\}_{cart}^{total}=\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix}^{total}=\{\sigma\}_{cart}+[Rot]\{\sigma\}_{polar}.$$

Pentru rezolvarea practică a acestei probleme s-a elaborat un program de calcul. Notînd încărcările considerate cu :

a, – greutatea proprie ;
b, – presiunea hidrostatică ;
c, – subpresiunea ;
d, – inerţia barajului la cutremur ;
e, – inerţia lacului la cutremur ;

s-au considerat următoarele ipoteze de încărcare :

1. $a+b+c+d+e$
2. $a+b+d+e$
3. $a+b+c$
4. $a+b$
5. $a+d$
6. a

Programul permite calculul coeficienţilor de stabilitate la alunecare şi răsturnare (K_s^{al} şi K_s^r) şi presiunile pe teren la extremităţile tălpii barajului respectiv a eforturilor unitare σ_x, σ_z, τ_{xz}, σ_1, σ_2, τ_{max} într-o reţea de puncte similare celei din figura 1,b, ca şi trasarea curbelor izostatice ale eforturilor unitare principale în ipotezele 3...6 (în ipotezele 1 şi 2 acest fapt nu este posibil deoarece eforturile unitare definite prin vectorul-matrice $\{\sigma\}_{cart}^{P}$ sînt dependente de z^2 iar eforturile unitare principale rezultate de z^4.

Pentru exemplificare s-au considerat următoarele date de calcul : $H_j=5$ m ; $H_e=95$ m ; $H_c=4$ m ; $b=6$ m ; $XP=0{,}207$; $YP=0{,}620$; $\gamma_b=2{,}3$ tf/m^3 ; $\gamma=1$ tf/m^3 ; $m=0{,}75$; $a=0{,}2$; $g=9{,}81$ m/s^2 ; $\xi=0{,}75$; f (coeficientul de frecare statică beton-rocă de fundaţie) $=0{,}65$. Au rezultat $X=0{,}227$ şi $X=0{,}619$.

În figura 2 sînt prezentate curbele izostatice corespunzătoare unor eforturi unitare de compresiune iar în tabelul 3 rezultatele calculelor prin metoda elementară şi cea prezentată mai sus, referitoare la talpa barajului.

Eforturile unitare sînt exprimate în daN/cm^2.

BIBLIOGRAFIE

1. Mihai Bâlă, Construcţii hidrotehnice şi centrale hidroelectrice, Vol. 1. Ed. Didactică şi Pedagogică Bucureşti, 1967.
2. Radu Prişcu, Construcţii hidrotehnice, Vol. 1. Ed. Didactică şi Pedagogică Bucureşti 1974
3. Radu Prişcu, Eforturi produse de cutremur în barajele de greutate, Studii şi cercetări de Mecanică şi Metalurgie, Tom. III nr. 3—4 1952.
4. P. P. Teodorescu, Probleme plane în teoria elasticităţii. Vol. I şi II. Editura Academiei 1966.

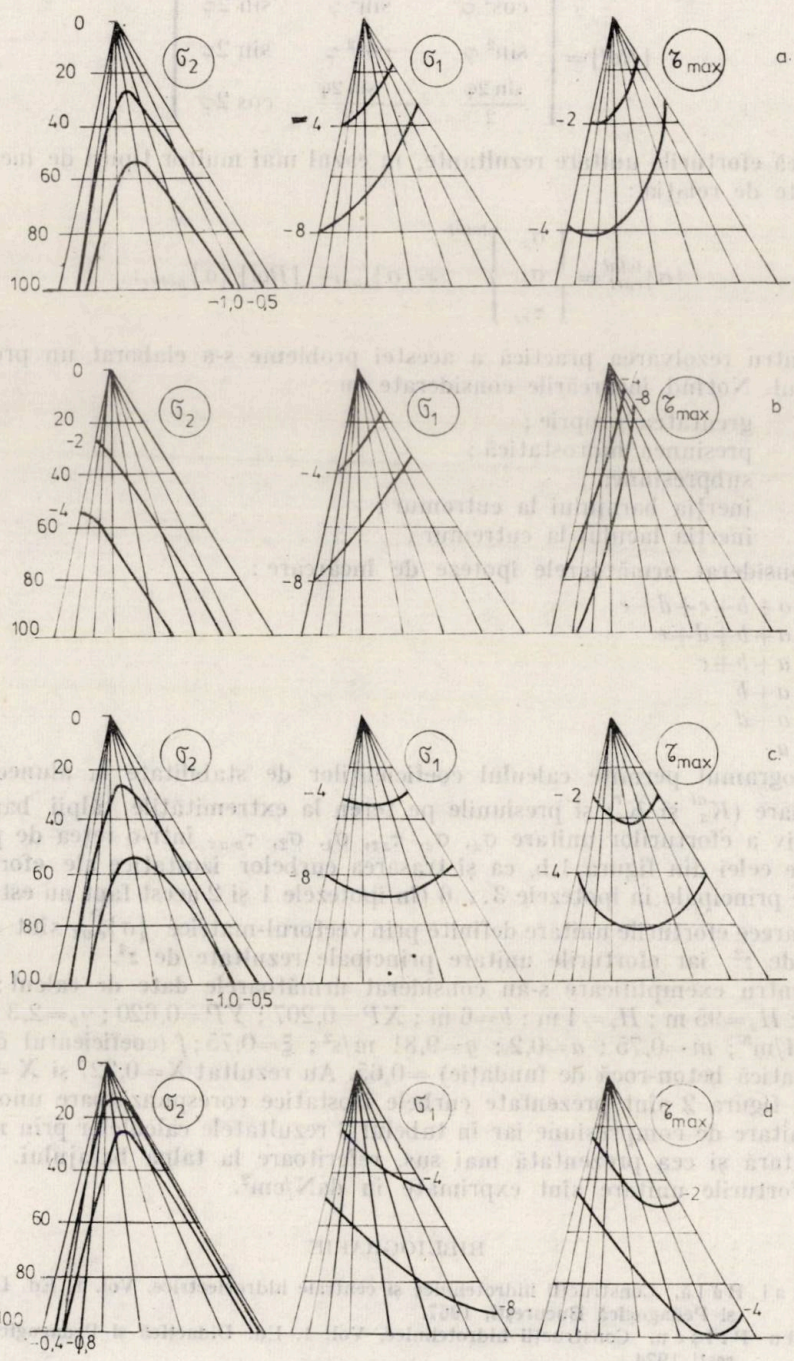


Fig. 2. a ... d Ipotezele 3—6.

Tabelul 3

Ipoteza	Metoda elementară				Metoda funcției de tensiune											
					Amonte						Aval					
	K_s^{al}	K_s^r	p^{am}	p^{av}	σ_x	σ_z	τ_{xz}	σ_1	σ_2	τ_{max}	σ_x	σ_z	τ_{xz}	σ_1	σ_2	τ_{max}
1	0,66	1,28	7,88	—26,1	—10,7	6,79	—4,2	2,61	10,9	4,17	—9,7	—25,3	—15,6	—41,0	—9,6	15,7
2	0,93	2,16	0,38	—26,1	—11,1	—0,71	—2,5	—3,19	1,77	2,5	—9,7	—25,3	—15,6	—41,0	—9,6	15,7
3	1,0	1,63	—0,003	—18,2	—9,5	—0,003	—2,3	0,51	—10	5,3	—6,9	—18,2	—11,3	0	—25,1	12,6
4	1,41	3,38	—7,5	—18,2	—9,9	—7,5	—0,57	—7,37	—10	1,3	—6,9	—18,2	—11,3	0	—25,1	12,6
5	4,33	9,77	—12,7	—10,3	—0,66	—12,7	2,89	0	—13,4	6,7	—3,9	—10,3	—6,34	0	—14,2	7,09
6	—	—	—16,8	—6,2	—0,87	—16,8	3,82	0	—17,7	8,85	—23,6	—6,2	—3,82	0	—8,5	4,27

DES ASPECTS CONCERNANT LA DETERMINATION DE L'ETAT DES EFFORTS UNITAIRES DANS LES BARRAGES POIDS EN BETON, DE GRANDE HAUTEUR

RÉSUMÉ

L'ouvrage présente le mode de détermination des coefficients provenant du calcul de l'état des efforts unitaires, dans le cas d'un barrage poids en béton conformément à l'application de la théorie de l'élasticité, aux charges : poids propre, pression hydrostatique, sous-pression, l'inertie du barrage et du lac, dans le cas d'un tremblement de terre, propagé sur la direction horizontale dans le sens aval-amont.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara
SERIA CONSTRUCŢII
Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

STAŢIONAREA CONVOAIELOR ÎN PORTURILE DE AŞTEPTARE A UNEI ECLUZE

DE

E. DAN, A. BÎCOV, V. DOANDEŞ, D. GHEORGHIU, E. PRELUSCHEK, M. ORLESCU

În cadrul cercetărilor întreprinse în legătură cu ecluza s-au verificat condiţiile de staţionare a convoaielor în porturile de aşteptare în două ipoteze: funcţionarea ecluzei şi funcţionarea concomitentă a galeriilor de viitură şi a ecluzei.

1. Staţionarea convoiului în port la funcţionarea ecluzei

La funcţionarea (golirea) ecluzei, debitul se propagă în lungul sectorului de racordare dintre ecluză şi port, mărginit de construcţiile de ghidare, către convoiul staţionat la frontul de acostare.

Forţa hidrodinamică a curentului afluent în port, Plong, care se predă convoiului este:

$$P_{long}=P_{loc}+P_v+P_i$$

unde:

P_{loc} – componenta dată de fenomenele hidrodinamice locale nedisipate;
P_v – componenta datorită vitezei longitudinale a curentului;
P_i – componenta produsă de înclinarea longitudinală a convoiului, sub acţiunea undelor de golire a sasului.

Se consideră că forţa hidrodinamică este maximă în momentul în care unda ce se propagă în port a ajuns la pupa convoiului staţionat.

Prin calcul se poate determina componenta P_i cu relaţia:

$$P_i=\psi_p\cdot[i_p\cdot D_{conv}]$$

în care: i_p – înclinarea convoiului în port;
D_{conv} – deplasamentul convoiului;
ψ_p – coeficient care depinde de forma racordării dintre capul ecluzei şi port.

Înclinarea convoiului în port i_p se determină cu relaţia:

$$i_p=\left|\frac{dQ}{dt}\right|_0\cdot\frac{1}{g\,(\Omega_p-2\Theta_c)}$$

unde:

$\left(\frac{dQ}{dt}\right)_0$ – creşterea de debit afluent în port la începutul golirii sasului;
Ω_p – secţiunea transversală a portului;
Θ_c – cupla maestră a convoiului.

S-au determinat prin calcul valorile componentei P_i în două variante:

– port de secţiune trapezoidală, fără îngustare în faţa ecluzei;

– port de secţiune dreptunghiulară cu îngustare realizată prin construcţii de ghidare.

Rezultatele obţinute sînt trecute în tabela 1.

Tabela 1

Varianta studiată	Nr. oscil.	$P^{măs.}_{long.}$ (tf)	$i^{calc.}_{p}$ (‰)	$i^{măs.}_{p}$ (‰)	$p^{calc.}_{i}$ (tf)	$P^{calc.}_{long.}$ (tf)
Fără îngustare	34	2,5	0,091	0,092	1,91	2,25...2,5
	35	2,25	0,091	0,096	1,91	2,25...2,5
	36	2,5	0,091	0,095	1,91	2,25...2,5
	37	2,5	0,091	0,092	1,91	2,25...2,5
Cu îngustare CHIF	38	4,0	0,148	0,100	3,10	3,66...4,0
	39	4,0	0,148	0,100	3,10	3,66...4,0
	54	4,0	0,148	0,105	3,10	3,66...4,0
	60	3,88	0,148	0,107	3,10	3,66...4,0
	61	3,75	0,148	0,105	3,10	3,66...4,0

Se observă astfel o bună concordanţă între forţele hidrodinamice măsurate şi calculate.

Pentru asigurarea staţionării este necesar ca:

$$P_{long} < P_{ad}$$

$$P_{ad} = \frac{F_{ad} \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta}{n_{ad}}$$

unde:

P_{ad} – forţa hidrodinamică admisibilă valabilă pentru tensionarea manuală;

F_{ad} – forţa admisibilă de întindere în parîma de oţel;

α, β – unghiurile pe care parîma le face în plan orizontal şi vertical;

n_{ad} – coeficientul admis de încărcare dinamică a parîmei.

P_{ad} =2,39 tf pentru o lungime de parîmă de 10 m.

P_{ad} =1,25 tf pentru lungimea parîmei de 15 m.

Se observă că valorile forţei hidrodinamice admisibile în ipoteza tensionării manuale sînt substanţial mai mici ca şi componentele P_{long} măsurate sau calculate (vezi tab. 1).

2. Verificarea condiţiilor de staţionare a convoiului în port la funcţionarea concomitentă a galeriilor de viitură şi a ecluzei

Efectul galeriilor de evacuare a viiturii asupra convoiului staţionat în port poate fi examinat în două faze caracteristice:

– în faza regimului nepermanent, corespunzătoare deschiderii progresive a vanelor de control a viiturii;

– în faza regimului permanent de scurgere a apei în port, care corespunde vanei complet deschise.

2.1. *Faza regimului nepermanent.* Efortul hidrodinamic determinat de debitul de viitură se calculează în acest caz cu relația :

$$P^{nep}_{long.\ viit.} = P^{nep}_{i.\ viit.} + P^{nep}_{loc.\ viit.} + P^{nep}_{v.\ viit.}$$

Primul termen reprezintă componenta datorită pantei longitudinale, depinde de timpul de deschidere a vanei T_d și prin majorarea acestui timp poate fi redus la valori foarte mici.

Dacă, de exemplu $T_d = 10'$ obținem :

$$P^{nep}_{i.\ viit.} = 0{,}96 \text{ tf.}$$

Majorînd timpul de deschidere $T_d = 20'$ obținem jumătate din valoarea de mai sus, și anume 0,48 tf ș.a.m.d.

Al doilea termen $P^{nep}_{loc.\ viit.}$, care reprezintă influența fenomenelor locale hidrodinamice nedisipate, depinde de calitatea disipării curentului de viitură introdus în port și determinarea lui prin calcul este greu de făcut.

Ultimul termen $P^{nep}_{v.\ viit.}$ se datorează vitezei curentului în port, putînd fi determinat după metoda de calcul a rezistenței la înaintare dar ponderea lui este foarte mică.

Avînd în vedere cele de mai sus s-a recurs la determinarea experimentală în diferite situații concrete a forței $P^{nep}_{long.\ viit.}$ cu înregistrarea pe oscilograme pentru diverși timpi de deschidere a vanei.

De asemenea s-au folosit două tipuri de bazine de disipare prevăzute cu diverse grătare.

Unele din rezultatele înregistrărilor sînt prezentate în tabela 2.

S-a constatat că fenomenele hidrodinamice locale nedisipate introduc variații de nivel și presiune a apei care se transmit asupra convoiului sub formă de oscilații a forței hidrodinamice longitudinale cu frecvențe și amplitudini diferite, majorînd considerabil forța hidrodinamică totală.

Tabela 2

Varianta de disipator	Nr. oscil.	T_d (s)	$P^{nep.}_{long.\ viit.}$ (tf)	$P^{perm.}_{long.\ viit.} + P_{long.\ ecl}$ (tf)
IPTANA	13	315	5,00	4,50
grătar simplu	18	315	5,20	4,25
	21	500	3,75	4,35
	23	500	3,75	4,25
	31	315	5,50	5,50
	41	315	5,25	5,00
	41	500	4,00	5,00
	42	500	4,00	5,00
	33	630	2,75	5,00
	43	630	3,00	5,00
CHIF 1	49	315	6,00	6,50
	50	500	5,25	6,00
	51	630	3,75	6,00
CHIF 2	57	500	4,75	5,75
	58	603	3,00	4,50
CHIF 3	62	315	5,00	5,75
	63	500	3,5	5,00
	64	630	3,25	5,00

De aici se vede că realizarea unei disipări eficace joacă un rol foarte important în stabilirea forței hidrodinamice totale atît în faza regimului nepermanent cît și în faza următoare a regimului permanent.

2.2. *Faza regimului permanent.* Faza regimului permanent determină în port o viteză constantă v_p și o pantă hidraulică I:

$$v_p = \frac{Q_{viit}}{\Omega_p - 2\Theta_c}; \qquad I = \frac{v_p^2}{C^2 \cdot R}.$$

Astfel forța hidrodinamică longitudinală în regim permanent va fi:

$$P^{perm.}_{long.\ viit.} = P^{perm.}_{loc.\ viit.} + P^{perm.}_{v.\ viit.} + P^{perm.}_{I.\ viit.}$$

unde ultimii doi termeni se pot calcula.

A rezultat:

$$P^{perm.}_{v.\ viit.} + P^{perm.}_{I.\ viit.} = 0{,}35 \text{ tf}$$

Dacă odată cu funcționarea galeriilor de evacuare a viiturii are loc și golirea ecluzei, forța hidrodinamică longitudinală care se transmite convoiului este:

$$P_{long.\ total} = P^{perm.}_{long.\ viit.} + P_{long.\ ecl.}$$

Știind că $P_{long.\ ecl} = (3{,}75 \ldots 4{,}35)$ tf (tab. 1) vom obține:

$$P_{long.\ total} = (4{,}10 \ldots 4{,}65) \text{ tf} + P^{perm}_{loc}.$$

Valorile din ultima coloană a tabelei 2 confirmă valabilitatea relației finale și sînt cu atît mai mari cu cît eficacitatea disipatorului este mai slabă, respectiv cu cît fenomenele locale sînt mai puternice.

3. **Concluzii**

3.2. *Referitor la staționarea în timpul golirii ecluzei*: examinarea înregistrărilor pe oscilograme a forței hidrodinamice longitudinale și transversale (tab. 1) arată că evacuarea debitului de ecluzare în port se face în condiții bune, deoarece nu se observă oscilații sau vîrfuri de efort deosebite la cele două componente ale forței;

— în ipoteza legării convoiului în port cu parîme de oțel conform dotării R.N.R., tensionate manual, indiferent de numărul lor, staționarea convoiului sub efectul debitului de ecluzare nu este asigurată, deoarece forța hidrodinamică transmisă convoiului și preluată de o parîmă este conform măsurătorilor (tab. 1) mai mare ca forța hidrodinamică admisibilă pe care o poate prelua o parîmă.

3.2. *Referitor la staționarea în timpul funcționării concomitente a ecluzei și a galeriilor de evacuare a viiturii*: dacă galeriile de evacuare a viiturii sînt controlate de vane ce pot fi manevrate după necesitate, efectele hidrodinamice din perioada regimului nepermanent pot fi reduse la minim, prin adoptarea unui timp de deschidere a vanei, respectiv a unei creșteri de debit, care să producă forțe neglijabile în parîmă. Nu se va admite manevrarea vanei de viitură odată cu golirea ecluzei deoarece aceasta determină un timp de deschidere a vanei de viitură foarte mare;

– dacă galeriile de viitură intră în funcţiune automat, de la un anumit n vel, fără vane de control, dimensionarea lor trebuie astfel făcută să poată funcţiona fără pericol de depăşire a efortului în parîmă şi în timpul golirii ecluzei ;

- în perioada regimului staţionar cînd debitul a ajuns la valoarea sa maximă, efectul forţelor hidrodinamice asupra convoiului poate fi cu totul redus dacă disiparea energiei curentului de viitură se produce în bune condiţii ;

– un rol important, atît în perioada regimului nepermanent cît şi în perioada regimului staţionar îl joacă disipatorul curentului de viitură. O disipare insuficientă introduce variaţii de presiune şi nivel, care se transmit nefavorabil asupra convoiului sub formă de oscilaţii longitudinale şi transversale ale forţei hidrodinamice ;

– staţionarea convoiului legat cu parîme de oţel tensionate manual nefiind îndeplinită în timpul golirii ecluzei cu atît mai mult nu va fi îndeplinită cînd se va suprapune şi evacuarea viiturii ;

- staţionarea în port poate fi asigurată prin legarea convoiului cu parîme sintetice ∅ 50 mm tensionate manual la 30 kgf, care se comportă mai bine sub sarcini dinamice şi au următoarele valori ale forţei hidrodinamice admisibile :

– la lungimea de 10 m, P_{ad}=8,2 tf ;

– la lungimea de 15 m, P_{ad}=7,8 tf ;

– se vor putea utiliza si parîme de oţel dar acestea vor trebui pretensionate mecanic cu o forţă de 500 kgf.

BIBLIOGRAFIE

1. Catedra C.H.I.F., Cercetări experimentale privind navigaţia convoaielor în zona ecluzelor şi porturilor de aşteptare inclusiv trecerea convoaielor prin ecluza cu porţile deschise, I.P.T., 1980.
2. Catedra C.H.I.F., Studiu de sinteză privind eforturile în parîmele de legare ale convoiului de calcul, I.P.T., 1979.

THE ESCORTING VESSELS STATIONARY IN THE POOLS OF A LOCK

SUMMARY

It were checked up the conditions of the escorting vessels stationary in the pools of a Lock, under two circumstanees : the Lock working on the first hand, and the both working of the Lock and the flood galleries- on the other hand.

— dacă galeriile de viitură intră în funcțiune automat, de la un anumit nivel, fără vane de control, dimensionarea lor trebuie astfel făcută să poată funcționa fără pericol de depășire a eforturilor în parîmă și în timpul golirii ecluzei ;

— în perioada regimului staționar cînd debitul a ajuns la valoarea sa maximă, efectul forțelor hidrodinamice asupra convoiului poate fi cu totul redus dacă dispunerea energiei curentului de viitură se produce în bune condiții ;

— un rol important, atît în perioada regimului nepermanent cît și în perioada regimului staționar îl joacă disipatorul curentului de viitură. O disipare insuficientă introduce variații de presiune și nivel, care se transmit nefavorabil asupra convoiului sub formă de oscilații longitudinale și transversale ale forței hidrodinamice ;

— staționarea convoiului legat cu parîme de oțel tensionate manual nefiind indeplinită în timpul golirii ecluzei cu atît mai mult nu va fi indeplinită cînd se va supraînălța și evacuarea viiturii ;

— staționarea în port poate fi asigurată prin legarea convoiului cu parîme sintetice ⊘ 30 mm tensionate manual la 30 kgf, care se comportă mai bine sub sarcini dinamice și au următoarele valori ale forței hidrodinamice admisibile :

— la lungimea de 10 m, P_{ad}=8,2 tf ;

— la lungimea de 15 m, P_{ad}=7,8 tf ;

— se vor putea utiliza și parîme de oțel dar acestea vor trebui pretensionate mecanic cu o forță de 500 kgf.

BIBLIOGRAFIE

1. Catedra C.H.I.F., Cercetări experimentale privind navigația convoaielor în zona ecluzelor și portiunilor de asteptare incluziv trecerea convoiului prin ecluza cu portile deschise, I.P.T., 1980.

2. Catedra C.H.I.F., Studiu de sinteză privind eforturile în parîmele de legare ale convoiului de calcul, I.P.T., 1979.

THE ESCORTING VESSELS STATIONARY IN THE POOLS OF A LOCK

SUMMARY

It were checked up the conditions of the escorting vessels stationary in the pools of a Lock, under two circumstances : the Lock working on the first hand, and the both working of the Lock and the flood galleries- on the other hand.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara
SERIA CONSTRUCŢII
Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

PREVENIREA SALINIZĂRII CANALULUI DUNĂRE—MAREA NEAGRĂ PRIN FUNCŢIONAREA ÎN DUBLU CIRCUIT HIDRAULIC AL ECLUZELOR

DE

E. DAN, A. BÎCOV, V. DOANDEŞ, D. GHEORGHIU, E. PRELUSCHEK

La canalele navigabile interioare care comunică cu marea, în urma eclu-zărilor făcute se produce amestecarea apei dulci din canal cu apa sarată din mare. Se pune problema prevenirii şi combaterii salinizării avînd în vedere multiplele folosinţe satisfăcute în general din aceste canale.

Această problemă importantă a apărut în cadrul canalului Dunăre—Marea Neagră în dreptul ecluzelor, unde pentru limitarea salinizării se pretează metoda funcţionării în dublu circuit hidraulic şi anume umplere si golire concomitentă în bieful aval al amestecului de apă.

În acest scop au trebuit să fie rezolvate următoarele probleme :

— efectuarea cercetărilor de determinare a salinităţii pe modele în două ipoteze de funcţionare a ecluzei : a) umplerea fără golire a sasului, prin circuitul de apă dulce, b) umplerea cu golire concomitentă în bieful aval folosind ambele circuite.

— compararea metodologiilor de măsură a salinităţii şi a rezultatelor obţinute la cele trei scări ale modelelor.

— stabilirea efectului de scară asupra fenomenului de salinitate.

— stabilirea schemei optime de funcţionare hidraulică a ecluzei cu dublu circuit hidraulic, care să conducă la salinizarea minimă a apei din sas şi la prevenirea salinizării canalului.

1. Modelarea hidraulică

Modelele hidraulice realizate la cele trei scări (1 : 50, 1 : 40, 1 : 25) au reprezentat o felie de ecluză de 15 m lungime simetrică faţă de axa ecluzei. Modelul a căutat că reproducă cît mai fidel condiţiile de acces şi de evacuare ale apei în şi din sas, în care scop s-au modelat toate particularităţile dublului circuit hidraulic.

Rezistenţele hidraulice longitudinale şi locale, suprimate prin modelul plan, au fost reintroduse în sistem prin prevederea a două vane amplasate pe cele două circuite ale sistemului.

Modelul la scara 1 : 50 este lipsit de vane de control, rolul acestora fiind preluat de rotametre.

2. Regimuri hidraulice cercetate

Au fost cercetate cinci regimuri hidraulice şi anume :

I. umplere fără golire, la căderea H_0=9,6 m cu timpul de umplere de 12,4' ;

II. umplere cu golire concomitentă în bieful aval, la căderea H_0=8,5 m cu timpul de umplere de 17'20";

III. umplere cu golire concomitentă în bieful aval, la căderea H_0=9,6 m cu timpul de umplere de 18'20";

IV. umplere cu golire concomitentă în bieful aval, la căderea H_0=9,6 m cu timpul de umplere de 17';

V. umplere cu golire concomitentă, la căderea H_0=9,6 m cu timpul de umplere de 16'.

3. Metodologia de măsurare a concentrației de sare

S-a folosit o metodă chimică indirectă pentru determinarea concentrației apei sărate. Verificarea s-a făcut cu ajutorul unei instalații care determină concentrația funcție de conductivitatea soluției. Probele se prelevă punctual cu ajutorul unei sonde subțiri de sticlă, fără a necesita cantități mari de apă. Metoda poate determina concentrații mici pînă la 0,06‰, ceea ce îi conferă o mare precizie. Rezultatele sînt independente de temperatură.

Metoda prin conductivitate nu a putut fi folosită decît pentru verificare din cauza cantității relativ mari de apă pe care o pretinde analiza (cca 300 gr).

4. Rezultatele încercărilor pe modele

Încercările pe model au urmărit determinarea distribuției pe verticală a salinității apei din sas după efectuarea umplerii, în conformitate cu un anumit regim hidraulic. De fiecare dată s-au calculat și concentrațiile medii.

Cele mai mari concentrații se obțin la scheme de umplere fără golire după regimul I.

Valori mult mai mici ale salinităților se obțin la schemele hidraulice care efectuează umplerea concomitent cu golirea în bieful aval.

Cea mai eficientă din acest punct de vedere este schema care evacuează volumul maxim de apă din sas, regimul III, care elimină circa 86% din volumul de apă aflat inițial în sas. Această schemă conduce la valori medii ale concentrației sub 0,5 ‰(c_m=0,33‰ la 1 : 50 și c_m=0,24‰ la 1 : 25) în ipoteza „cu vas" care reprezintă situația normală de funcționare. Acest regim are dezavantajul că prelungește timpul de umplere la 18'20".

La regimul V se reduce timpul de umplere la 16', dar se evacuează numai 59% din volumul inițial de apă sărată. Valoarea medie a concentrației în acest caz la ipoteza „cu vas" este foarte bună (c_m=0,38‰ ... 0,56‰) dar în ipoteza „fără vas", aceasta a crescut (c_m=2,66‰ ...3,03‰).

Unele rezultate obținute în urma cercetării sînt redate în fig. 1 pentru unul dintre regimurile hidraulice studiate.

5. Concluzii

Realizarea ecluzei cu dublu circuit hidraulic, permite reducerea gradului de salinitate al apei din sas, care reprezintă „sursa de alimentare cu săruri" a canalului. Procedeul cel mai sigur de prevenire a salinizării apei canalului este acela de reducere a concentrației apei din sas sub valoarea concentrației admisibile pentru canal de 0,5‰.

Pentru a trage concluzii corecte la situația din natură, asupra fenomenului de salinitate, în laborator s-au făcut experiențe pe modele la trei scări: 1 : 50, 1 : 40, 1 : 25. S-a urmărit determinarea efectului de scară, în ipoteza în care aceasta se confirmă.

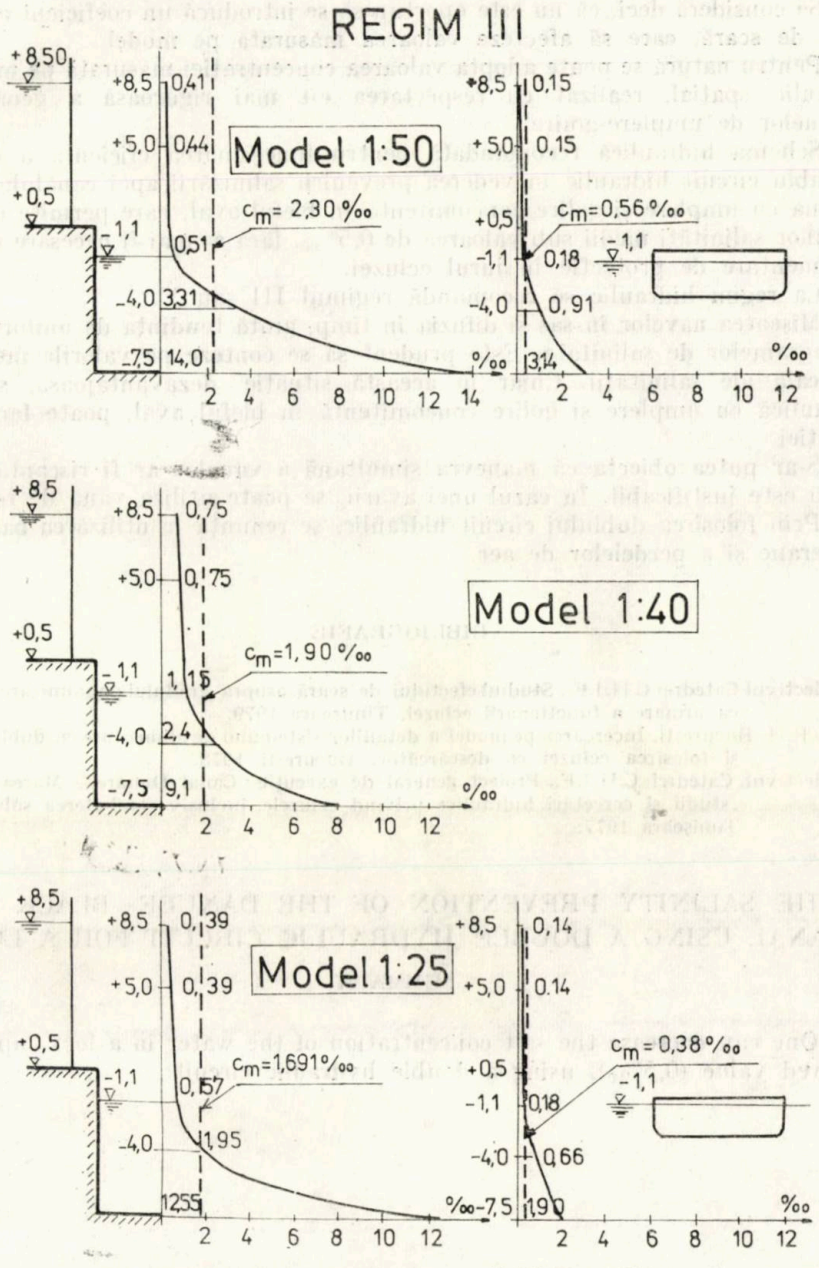


Fig. 1.

S-a constatat că valorile medii pe verticală ale concentrațiilor măsurate pe cele trei modele și care urmăresc desfășurarea de ansamblu a fenomenului, manifestă o tendință de scădere cu creșterea scăderii modelului ; în schimb valorile punctuale sînt fluctuante, fiind mai ușor influențate de rigurozitatea geometriei sistemului de acces și evacuare a apei în sas, ca și condițiile de manevră a vanelor.

Se consideră deci, că nu este oportun să se introducă un coeficient al efectului de scară, care să afecteze valoarea măsurată pe model.

Pentru natură se poate adopta valoarea concentrației măsurată pe modelul hidraulic spațial, realizat cu respectarea cît mai riguroasă a geometriei sistemelor de umplere-golire.

Schema hidraulică recomandată pentru funcționarea eficientă a ecluzei în dublu circuit hidraulic în vederea prevenirii salinizării apei canalului, este schema cu umplere și golire concomitentă în bieful aval, care permite obținerea unor salinități medii sub valoarea de $0{,}5^0/_{00}$, fără a mai fi necesare măsuri suplimentare de protecție în jurul ecluzei.

Ca regim hidraulic se recomandă regimul III sau V.

Mișcarea navelor în sas și difuzia în timp, arată tendința de uniformizare a diagramelor de salinitate. Este prudent să se conteze pe valorile medii pe verticală ale salinității. Chiar în această situație dezavantajoasă, schema hidraulică cu umplere și golire concomitentă în bieful aval, poate face față situației.

S-ar putea obiecta că manevra simultană a vanelor ar fi riscantă, ceea ce nu este justificabil. În cazul unei avarii, se poate utiliza vana de rezervă.

Prin folosirea dublului circuit hidraulic, se renunță la utilizarea bazinelor subterane și a perdelelor de aer.

BIBLIOGRAFIE

1. Colectivul Catedrei C.H.I.F., Studiul efectului de scară asupra gradului de salinizare a apei, ca urmare a funcționării ecluzei, Timișoara 1979.
2. I.S.P.H. București, Încercarea pe model a detaliilor sistemului de alimentare cu dublu circuit și folosirea ecluzei ca descărcător, București 1978.
3. Colectivul Catedrei C.H.I.F., Proiect general de execuție ; Canal Dunăre — Marea Neagră „studii și cercetări hidraulice privind ecluzele, inclusiv combaterea salinizării", Timișoara 1977.

THE SALINITY PREVENTION OF THE DANUBE—BLACK SEA CANAL USING A DOUBLE HYDRAULIC CIRCUIT FOR A LOCK

SUMMARY

One can decrease the salt concentration of the water in a lock, up to an allowed value ($0{,}5‰$), using a double hydraulic circuit.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

ASUPRA PANTEI DE AMENAJARE A RAVENELOR TORENŢIALE

DE

A. BÎCOV, V. DOANDEŞ

Programul de lucrări pentru combaterea eroziunii solului şi de amenajare a ravenelor şi torenţilor cuprins în Proiectul de Directive ale Congresului al XII-lea al P.C.R., este dovadă a interesului deosebit pe care îl acordă conducerea de Partid şi de Stat din ţara noastră pentru extinderea suprafeţelor cultivate, refacerea fertilităţii terenurilor agricole în pantă şi apărarea unor obiective de interes naţional.

În această idee un rol important îl ocupă şi amenajarea ravenelor torenţiale de pe terenurile arabile.

După cum se ştie efectele produse de formaţiunile torenţiale existente pe terenurile arabile sînt foarte dăunătoare ; ducînd la reducerea rapidă a fertilităţii solului prin eroziunea stratului fertil, în al doilea rînd împiedică folosirea raţională a terenurilor şi în plus cauzează şi alte distrugeri.

Evoluţia în timp a acestor ravene şi torenţi duce la stabilizarea lor naturală, la atingerea unui profil longitudinal de echilibru, profil care aminteşte de profilul în lung al unui curs de apă stabil. Această stabilizare naturală poate şi trebuie accelerată prin lucrări executate în bazinul de recepţie a ravenelor cît şi în profilul în lung al acestor ravene.

Amenajarea talvegului ravenelor torenţiale urmăreşte reducerea pantei prin lucrări transversale de înălţime mică la o pantă cît mai apropiată de panta profilului longitudinal de echilibru morfologic la care schimbul de aluviuni dintre albie şi curent este minim.

Panta de proiectare realizată prin lucrări transversale prezintă o importanţă deosebită din punct de vedere teoretic şi practic şi constituie elementul primordial în realizarea unei eficienţe tehnice şi economice scontate a amenajării reţelei torenţiale.

Panta de proiectare se determină numai pe sectoarele importante la ravenele torenţiale active. Cele mai importante formule de calcul a pantei de proiectare sînt :

a) pentru torenţii de transport

$$I_p = \frac{1}{4 + \left(\frac{1-2I}{1-0{,}4I}\,\frac{1}{\sqrt{I}}\right)\frac{B^2 \cdot D^2}{B_a^2 \cdot D_a^2}} \qquad (1)$$

b) pentru torenţii de săpare

b.1. $\frac{h}{D} < 10$; $\qquad I_p = \frac{D\,(\gamma_{ai} - \gamma_a) \cdot f}{0{,}03 k_t^2 \cdot \gamma_a \cdot C^2 \cdot R}$ (2)

b.2. $10 < \frac{h}{D} < 60$; $I_p = \frac{11{,}55 \cdot g \cdot D \left(\log \frac{h}{f \cdot D} \right)^2}{k_t^2 \cdot C^2 \cdot R}$ (3)

b.3. $\frac{h}{D} > 60$; $I_p = \frac{1{,}30}{4 + \left(\frac{1-2I}{1-0{,}4I} \frac{1}{\sqrt{I}} \right) \frac{B^2 \cdot D^2}{B_a^2 \cdot D_a^2}}$ (4)

unde :

I_p – panta de proiectare ;
I – panta naturală a sectorului studiat ;
B – lățimea la oglinda apei în sectorul de calcul ;
D – diametrul mediu al aluviunilor cele mai des întîlnite ;
γ_{al} – greutatea specifică a aluviunilor ;
γ_a – greutatea specifică a apei ;
k_t – coeficient de torențialitate ;
f – coeficient de frecare aluviuni-pat ;
C – coeficientul lui Chezy ;
R – raza hidraulică ;
g – accelerația gravitațională ;
„a" – indice ce se referă la situația de după amenajare.

Toate aceste relații sînt stabilite în principal în baza echilibrului unei particule de diferite forme simplificate aflate într-un curent de apă.

Relațiile (1 – 4) se bazează pe ipoteza unei particule sferice de diametru D aflată în echilibru într-un curent de apă, relația (1) admite ipoteza particulei cubice de latură D iar relația (3) admite un strat omogen de grosime D.

Toate relațiile prezentate (1, 2, 3, 4) necesită pe lîngă stabilirea unor elemente inițiale de calcul prin măsurători și observații directe a sectoarelor luate în studiu și calcule laborioase care în cazul relațiilor (1 ; 4) se transformă într-un șir de încercări succesive.

Avînd în vedere complexitatea metodelor de calcul existente cît și avînd la bază observațiile întreprinse asupra lucrărilor executate s-a încercat simplificarea metodelor de determinare a pantei de proiectare.

Astfel pentru sectoarele de transport se recomandă să se ia cu 0,5 – 0,6 din panta talvegului existent. Pentru sectoarele de săpare panta de proiectare se recomandă să se stabilească din condiția realizării stabilității în adîncime (similar ca la cursurile naturale de apă) :

$$I_p = \frac{a_1^2 \cdot v_1^2 \cdot h^{0,4}}{C^2 \cdot R} \quad (5)$$

unde :

a_1 – coeficient în funcție de prezența aluviunilor în suspensie ;
v_1 – viteza unitară de acționare ;
h – adîncimea medie de apă în secțiunea transversală considerată pentru debitul de formare Q_f ;
Q_f – debitul de formare care în cazul ravenelor torențiale se consideră debitul cu asigurarea de 50%.

Celelalte notații își păstrează semnificațiile.

Aplicarea relațiilor de calcul (1, 2, 3, 4, 5) determină o valoare a pantei de proiectare de regulă mai mică decît cea necesară stabilizării ravenelor, îndeosebi pentru cazul ravenelor situate pe terenurile agricole.

Aplicarea unei pante mai mici va duce la supradimensionarea amenajării cît și la colmatarea rapidă a parametrului aval al lucărilor transversale.

Deci este necesară adoptarea unor pante mai mari, pantă pe care o vom numi pantă de execuție în ipoteza determinării prealabile a pantei de proiectare.

$$I_e > I_p \tag{6}$$

$$I_e = k \cdot I_p \tag{7}$$

unde k este un coeficient supraunitar denumit coeficient de corecție.

Cea mai favorabilă situație pentru stabilirea coeficientului de corecție k se întîlnește atunci, cînd în profilul longitudinal al ravenei luată în studiu, există sectoare stabilizate natural.

Notînd panta acestor sectoare stabilizate cu I_n, coeficientul de corecție va fi:

$$k = \frac{I_n}{I_p} \tag{8}$$

unde I_p va fi panta de proiectare determinată cu una din metodele de calcul pe sectorul stabilizat în baza elementelor inițiale de măsurat pe sectorul respectiv.

Coeficientul de corecție astfel determinat se va aplica pentru celelalte sectoare ale ravenei necesar de a fi amenajate.

De cele mai multe ori nu se dispune de suficiente date pentru ravena luată în studiu sau nu s-au putut evidenția sectoare cu stabilitate relativă. În acest caz se preferă realizarea lucrărilor în mod etapizat adoptîndu-se pante de amenajare, respectiv valori ale coeficientului de corecție în funcție de caracteristicile economice, hidraulice și de relief ale ravenelor respective.

Astfel se propune:

$k=1$ pentru lucrări de maximă importanță economică, ravene aflate în apropierea unor obiective economice, cu regim torențial excesiv, condiții nefavorabile privind vegetația, traseul în plan al ravenei neregulat;

$k=(1{,}1\ldots1{,}4)$ pentru lucrări de importanță medie, pe ravene în condiții mai puțin grele, cu regim torențial și formă în plan mai puțin nefavorabilă;

$k=(1{,}4\ldots1{,}7)$ pentru lucrări de mică importanță, ravene în condiții destul de favorabile. Valoarea de 1,4...1,7 se recomandă pentru cazul ravenelor situate pe terenuri agricole.

Aceste valori ale coeficientului de corecție se adoptă pentru prima etapă de amenajare a ravenei, fiind necesară o urmărire permanentă a lucrărilor în primii ani de funcționare. Dacă se constată că lucrările executate inițial sînt insuficiente, deci panta de execuție adoptată este prea mare se va trece în etapa următoare la suplimentarea lucrărilor.

Această metodă de amenajare etapizată a lucrărilor, deci se bazează pe evaluarea cît mai corectă a coeficientului de corecție necesar stabilirii pantei de execuție pentru etapa întîia.

Amenajarea unor ravene la noi în țară după această metodă a dat rezultate foarte bune.

BIBLIOGRAFIE

1. A. Bicov, Combaterea eroziunii solului, I.P.T., 1979.
2. M. Motoc, ş.a., Eroziunea solului şi metode de combatere, Editura Ceres, 1975.
3. V. Băloiu, Panta de proiectare, D.I.F.G.A., 1979.

NAD SKLONOM OBORUDOVANIIA BURNÎH GORLOVIN

REZIUME

V etoi statie razrabotannî raznîie metodi vîcisleniia sklona oborudovaniia gorlovin.

Buletinul ştiinţific şi tehnic al Institutului Politehnic „Traian Vuia" Timişoara

SERIA CONSTRUCŢII

Tom 26 (40) Fascicola 2-1981

STUDII PRIVIND NAVIGAŢIA CONVOAIELOR PRIN ECLUZA CERNAVODĂ CU PORŢILE DESCHISE

DE

E. DAN, AL. BÎCOV, V. DOANDEŞ, D. GHEORGHIU

În cazul în care, în bieful aflat în comunicaţie cu Dunărea – nivelurile sînt variabile, s-a ridicat problema dacă nu este oportun ca la căderi mici să aibă loc trecerea directă – fără ecluzare – a convoaielor prin ecluza cu porţile deschise. Pentru aceasta a fost necesar studiul vitezelor ce apar în ecluză la diferite căderi şi să se stabilească dacă în condiţiile date convoiul poate trece prin ecluză, la puterea de 2 400 CP pe care o posedă împingătorul.

Caracteristicile hidraulice ale scurgerii la căderi mici

Pe model s-au realizat diferite debite de scurgere prin ecluza Cernavodă, urmărindu-se determinarea liniei suprafeţei de apă dinspre port către ecluză, concomitent cu măsurarea vitezelor în sas.

Amplasarea limnimetrelor care au servit la trasarea nivelurilor este arătată în figura 1.

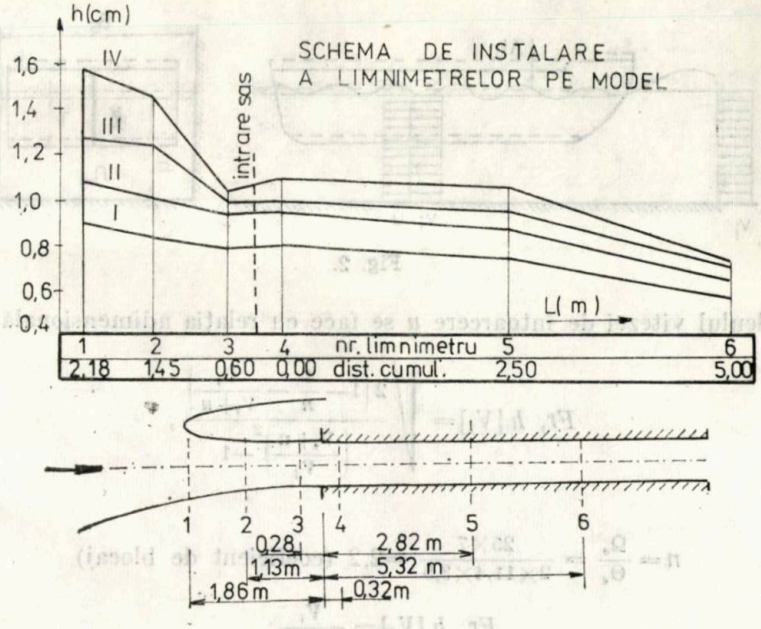


Fig. 1.

Distribuția vitezelor în sas s-a obținut cu ajutorul moriștii hidraulice, viteza medie rezultată s-a verificat prin intermediul debitului măsurat la extremitatea portului aval. Căderile Δh corespunzătoare diferitelor regimuri de viteză v, s-au calculat cu relația :

$$\Delta h = \frac{v^2}{\varphi^2 \cdot 2g}$$

unde $\varphi = 0{,}85$ (coeficient de viteză), similar ca la poduri.

Regimurile studiate corespund la următoarele valori Δh :

Regimul	Q	v_e	Δh
	mc/s	m/s	m
I	205	1,18	0,10
II	256	1,44	0,15
III	301	1,69	0,20
IV	367	2,05	0,30

Determinarea rezistenței de înaintare a convoiului și a puterii necesare împingătorului pentru trecerea prin ecluza cu porțile deschise

Dacă v_e este viteza curentului care trece prin ecluză, v_i viteza de înaintare a convoiului iar u viteza curentului de întoarcere prin sas și notînd :

$$V_i = v_i + v_c$$

schema hidrodinamică echivalentă care servește la calculul rezistenței la înaintare este arătată în figura 2.

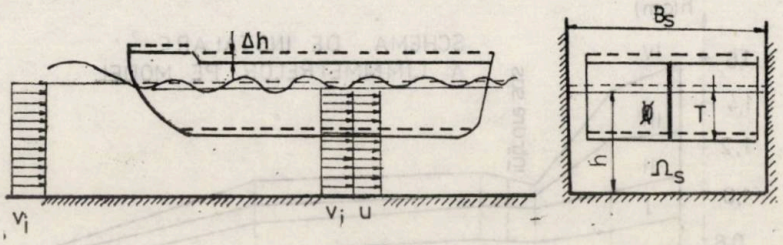


Fig. 2.

Calculul vitezei de întoarcere u se face cu relația adimensională :

$$Fr,\ h[V_i] = \sqrt{\frac{2\left(1 - \frac{1}{n} - \frac{V_i}{V_i + u}\right)}{\left(\frac{V_i + u}{V_i}\right)^2 - 1}},$$

unde :

$$n = \frac{\Omega_s}{\Theta_e} = \frac{25 \times 7}{2 \times 11{,}4 \times 3{,}5} = 2{,}2 \text{ (coeficient de blocaj)}$$

$$Fr,\ h[V_i] = \frac{V_i}{\sqrt{g \cdot h}}.$$

Cunoscînd u și adoptînd diferite viteze de înaintare v_t se poate calcula rezistența la înaintare a convoiului :

$$R_{tot}^{conv} = R_f^{conv} + R_r^{conv},$$

unde :

R_f^{conv} - rezistența la frecare a convoiului ;

R_r^{conv} – rezistența reziduală a convoiului ;

iar,

$R_f^{conv} = k_r \cdot n_B \cdot R_B^f$;

$R_r^{conv} = k_r \cdot n_B \cdot R_r^B$, în care

$k_r = 0{,}94$ (coeficientul de remorcare) ; $n_B = 6$ (numărul barjelor din convoi) ; R_f^B și R_r^B fiind rezistența de frecare, respectiv, rezistența reziduală a barjei din convoi.

În general, rezistența de frecare se poate determina prin calcul cu suficientă precizie, în schimb pentru rezistența reziduală se recurge la determinarea pe modele. Deoarece componenta de frecare este de origine vîscoasă, iar componenta reziduală de natură gravitațională, rezistența totală măsurată pe model nu poate fi transpusă în întregime în natură folosind criteriul de similitudine Froude.

În asemenea situații se procedează astfel :

$$(R_r^{conv})_{mod} = (R_{mas}^{conv} - R_f^{conv})_{mod},$$

în care

$(R_{mas}^{conv})_{mod}$ este rezistența totală măsurată pe model iar

$(R_f^{conv})_{mod}$ este rezistența de frecare pe model calculată cu relația

$$R_f^{conv} = k_r \cdot n_B \cdot (c_f^0 + \Delta c_f) \cdot S \cdot \frac{\rho \cdot V_{ic}^2}{2},$$

unde

c_f^0 este coeficientul de frecare pentru plăci netede ;

Δc_f – spor de frecare datorită rugozității carenei, adoptat $0{,}2 \cdot 10^{-3}$ pe model și $0{,}8 \cdot 10^{-3}$ în natură ;

S – suprafața udată a carenei și ρ – densitatea apei.

$$V_{ic} = \frac{V_t + u}{k_{ic}},$$

în care

k_{ic} este un coeficient subunitar funcție de raportul h/T.

După ce s-a aflat rezistența reziduală a convoiului pe model se determină aceeași rezistență în natură, scriind :

$$(R_r^{conv})_N = (R_r^{conv})_m \cdot \alpha_1^3.$$

Deoarece pe model regimul de mișcare în stratul limită poate fi turbulent, tranzitoriu sau chiar laminar, coeficienții c_f^0 pentru cele trei regimuri se calculează cu expresiile :

– regim turbulent ($Re \geqslant 6 \cdot 10^6$)

Hughes : $c_f^0 = \frac{0{,}075}{(\log Re - 2)^2}$

– regim tranzitoriu ($Re = 2 \cdot 10^5 \ldots 6 \cdot 10^6$)

Prandtl : $c_f^0 = \frac{0{,}074}{(Re)^{0{,}2}} - \frac{1\,700}{Re}$

Schlichting : $c_f^0 = \frac{0{,}045}{(\log Re)^{2{,}58}} - \frac{1\,700}{Re}$

– regim laminar ($Re < 2 \cdot 10^5$)

Blazius : $c_f^0 = \frac{1{,}33}{\sqrt{Re}}$.

Rezistențele la înaintare ale convoiului la trecerea prin sas – măsurate pe model – la diferite viteze de înaintare sînt reprezentate în graficul din figura 3.

Mai mare s-a dovedit rezistența convoiului în momentul trecerii din sas în port, unde denivelarea locală a curentului este mare.

În figura 4 este reprezentată variația rezistenței la înaintare pe model, în cazul regimului hidrostatic ($v_c = 0$).

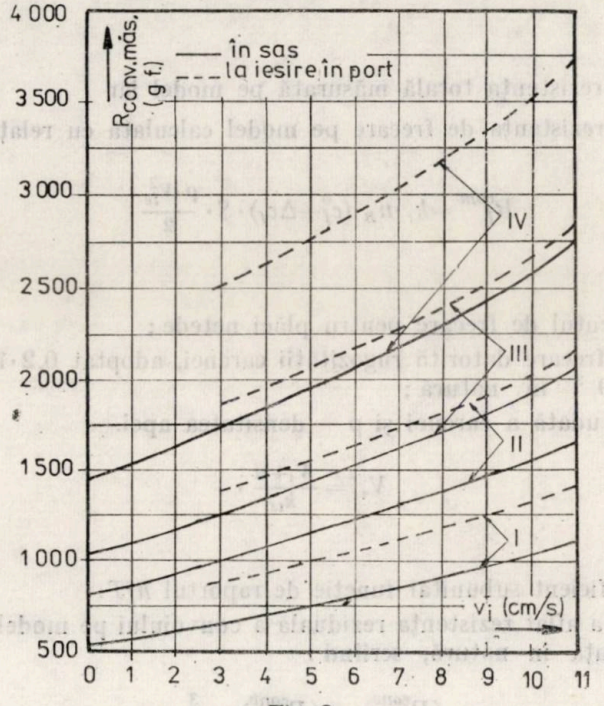


Fig. 3.

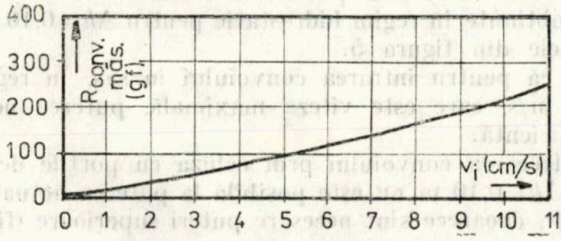
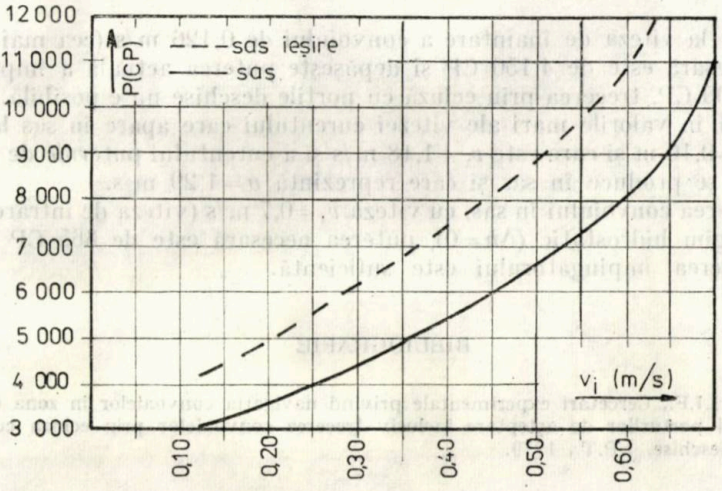

400
300
200
100
0
$R_{conv.}$ mas. (gf)
v_i (cm/s)
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

Fig. 4.


12 000
11 000
10 000
9 000
8 000
7 000
6 000
5 000
4 000
3 000
P(CP)
sas ieşire
sas
v_i (m/s)
0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60

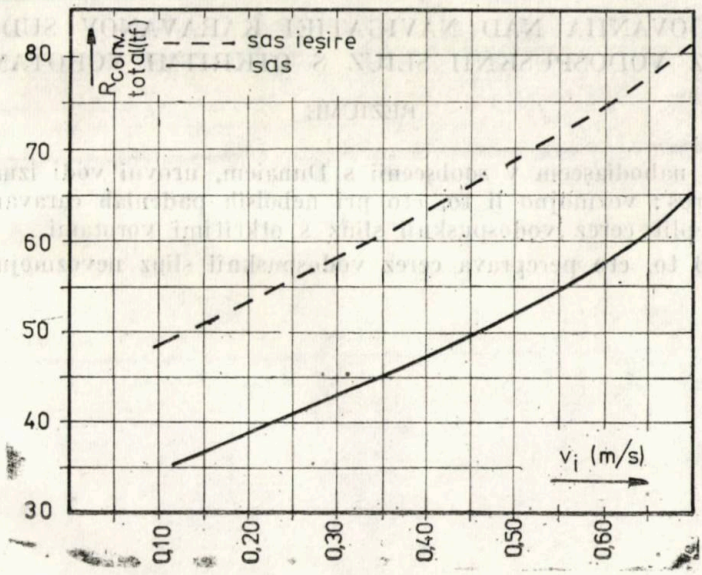

80
70
60
50
40
30
$R_{conv.}$ total(tf)
sas ieşire
sas
v_i (m/s)
0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60

Fig. 5.

Cu valorile rezistenței la înaintare înregistrate pe model s-a trecut la calculul rezistenței convoiului și a puterii în natură.

Rezultatele obținute în regim hidrostatic pentru $\Delta h = 0{,}10$ m, sînt prezentate în diagramele din figura 5.

Se constată că pentru intrarea convoiului în sas, în regim hidrostatic, cu viteza de 0,7 m/s, care este viteza maximală, puterea necesară este de 665 CP, deci suficientă.

În schimb, trecerea convoiului prin ecluza cu porțile deschise, chiar la căderea minimă $\Delta h = 0{,}10$ m nu este posibilă la puterea actuală a împingătorului de 2 400 CP, deoarece sînt necesare puteri superioare (fig. 5).

Concluzii

Întrucît la viteza de înaintare a convoiului de 0,126 m/s (cea mai mică), puterea necesară este de 4 150 CP și depășește puterea actuală a împingătorului de 2 400 CP, trecerea prin ecluză cu porțile deschise nu e posibilă. Explicația se află în valorile mari ale vitezei curentului care apare în sas la denivelarea $\Delta h = 0{,}10$ m și care este $v_c = 1{,}18$ m/s și a curentului puternic de întoarcere u care se produce în sas și care reprezintă $u = 1{,}29$ m/s.

La intrarea convoiului în sas, cu viteza $v_i = 0{,}7$ m/s (viteza de intrare maximală) în regim hidrostatic ($\Delta h = 0$), puterea necesară este de 665 CP și prin urmare puterea împingătorului este suficientă.

BIBLIOGRAFIE

1. Catedra C.H.I.F., Cercetări experimentale privind navigația convoaielor în zona ecluzelor și porturilor de așteptare inclusiv trecerea convoaielor prin ecluza cu porțile deschise, I.P.T., 1979.

ISSLEDOVANIIA NAD NAVIGATIEI KARAVANOV SUDOV CEREZ VODOSPUSKNII SLIUZ S OTKRITMI VOROTAMI

REZIUME

V biefe nahodiaşcem v soobşcenii s Dunaiem, urovni vodî izmenciviie. Stavilo vopros: vozmojno li to, cto pri nebolsih padeniah caravanî sudov priamo pereplît cerez vodospusknîi şliuz s otkrîtîmi vorotami.

Vîtecalo to, cto pereprava cerez vodospusknîi şliuz nevozmojna.

I.P.B.T. —-1855/1982

F 7414/c

BULETINUL ȘTIINȚIFIC ȘI TEHNIC AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „TRAIAN VUIA" TIMIȘOARA

CONSTRUCȚII

Tomul 26 (40) Fascicola 2

IULIE–DECEMBRIE
1981